Zur Entwicklungsgeschichte

der

Spannwerke des Bauwesens.

Ein Anhang zu den Lehrbüchern
über allgemeine Baukunde und Brückenbau

35

von

G. Lang,

Professor am Polytechnikum zu Riga.

Mit zwei Tafeln.

Riga.

Verlag von N. Kymmel.

1890.

Дозволено цензурою. Рига, 20 Августа 1890 г.

Druck von W. F. Häcker in Riga.

Vorwort.

Als Sonderabdruck aus der „Rigaschen Industrie-Zeitung"*) übergebe ich dieses — einen Vortrag im dortigen technischen Vereine erweiternd behandelnde — kleine Werkchen einem grösseren Leserkreise mit der Bitte, die durch den beschränkten Raum der Industrie-Zeitung bedingte kurze Fassung mancher Stellen und das hiedurch nothwendig gewordene häufige Verweisen auf meine früheren Arbeiten in dieser Zeitschrift nachsichtig zu beurtheilen.

Ich bin mir der Unvollständigkeit des Gebotenen wohl bewusst, glaubte aber lieber zunächst ein Stückwerk aufbauen, als den einmal gesammelten Geschichtsstoff noch länger liegen lassen zu sollen. Mögen einzelne Steine des Baues auch nicht von Dauer sein, so giebt ihr Anblick doch Anregung zu Verbesserungen und einstigem Ersatz des Gebotenen durch ein abgerundeteres und lückenloseres Werk, zu dessen Bau freilich noch viel Arbeit gehört.

Die verhältnissmässig noch junge Büchersammlung des Rigaschen Polytechnikums lieferte mir zwar recht viel, versagte aber doch auch für manche Nebenfragen, deren Beantwortung entweder ganz fortgelassen, oder

---

*) Jahrgang 1889 Nr. 20, 21, 23 und 24, sowie Jahrgang 1890 Nr. 8, 9, 10, 12, 13, 14 und 15.

— mit Fragezeichen versehen — nur als Vermuthung ausgesprochen wurde. Anfänglich beabsichtigte ich wohl, durch briefliche Erkundigungen die Lücken zu ergänzen, gab aber diesen Versuch bald wieder auf, da er zu zeitraubend ist, und an die Beihilfe der Fachgenossen zu grosse Anforderungen stellt. Zwar habe ich mich bemüht die einschlägigen Werke aller Völker ohne jede Voreingenommenheit zu berücksichtigen, doch war dies aus Mangel an Quellen nur unvollkommen durchführbar; am eingehendsten dürfte die deutsche Bücherei berücksichtigt sein, da mir eben diese am ehesten zugänglich war; dagegen fehlten mir fast gänzlich die älteren englischen, französischen und italienischen Arbeiten; ich muss es daher den Fachgenossen jener Länder überlassen, die Lücken, die sie finden werden, auszufüllen.

Die letzten Abschnitte wurden während meines Umzugs an die techn. Hochschule zu Hannover niedergeschrieben und während einer längeren Reise zurechtgestellt; da mir hiebei die Nachschlagebücher nicht mehr zur Hand waren, so werden sich hier besonders viele Lücken finden, und wird die Ungleichheit der Bearbeitung besonders auffallen. Von einzelnen Abschnitten gilt der Satz: „Ich hatte keine Zeit, kurz zu sein“, bei anderen wieder gelang die Kürze nur auf Kosten der Klarheit der Darstellung; ich war in einer steten Hetze, um die Arbeit als einen Scheidegruss an die mir so lieb gewordene Rigaer Hochschule fertigstellen zu können.

Zweck und Eintheilung der Schrift findet sich im Vorwort und im § 1 angegeben. Das Kragwerk ist als besonderer Abschnitt behandelt, um seiner gegenwärtigen Bedeutung besser gerecht werden zu können. Es hätte aber ebenso gut theils bei dem Balkenwerk,

theils bei dem Spreng- und Hängwerk untergebracht werden können.

Vom Standpunkte des Theoretikers wird vielleicht die Scheidung in Spannwerke mit und in solche ohne Seitenschub nebensächlich erscheinen. Ich suchte aber die Bedürfnisse der Baubeflissenen möglichst unmittelbar zu berücksichtigen und für diese ist jene Eintheilung gewiss die ausschlaggebende.

Was die gewählten Bezeichnungen betrifft, so wird manche derselben zunächst befremden und bedarf daher einer näheren Begründung.

Man könnte von einer Entwickelungsgeschichte erwarten, dass sie sich möglichst eng an die hergebrachten und geläufig gewordenen Bezeichnungen halte. Leider ist dies aber nicht durchführbar, wenn man nicht ständigen Verwechselungen oder jedesmaligen langathmigen Erklärungen der mehrdeutigen Bezeichnungen ausgesetzt sein soll. Gewiss giebt es ja sehr viele ältere Bezeichnungen, die zutreffend und kurz sind; wo es anging, sind dieselben mit Freuden beibehalten, oder, falls sie in Vergessenheit gerathen waren, wieder hervorgeholt worden (z. B. Dole). Andere unter den geläufigen Bezeichnungen verrathen aber geringeres Sprachgefühl, und — da sie ohne Rücksicht auf den späteren Entwickelungsgang entstanden sind, so schien es mir angezeigt, mit ihnen zu brechen*).

*) In der „Rig. Ind.-Ztg." von 1884, Beilage zur Nr. 14 ist betont, welche bedauerliche Unsicherheiten z. B. durch das, mit Stimmenmehrheit beschlossene, möglichste Festhalten am sogenannten „historischen Standpunkt" in die neue „einheitliche Bezeichnung mathematisch-technischer Grössen" hereingebracht wurden. Man darf eben während des Werdegangs einer Wissenschaft noch gar keine durchweg zutreffenden Bezeichnungen erwarten und es bleibt immer Aufgabe der Nachwelt, die von den Vorfahren einzeln herzugebrachten Bausteine zu bearbeiten und in einen geordneten Bau zu vereinigen.

Ob die dafür gewählten anderen Bezeichnungen Anklang finden, muss der Zukunft überlassen werden. Hier ist deren Uebersicht:

Bauverbandlehre — statt: Bauconstructionslehre (im engeren Sinne), S. VI.

Belastungsersatzwerthe (Aequivalente) — statt: Belastungsgleichwerthe, S. 87.

Bug — statt: Kopfband, S. 78 Anm. 55.

Dole, Hochbrücke und Flachbrücke — statt: Rampencanal, Thalbrücke und Strombrücke, S. 27, Anm. 26.

Einfaches Fachwerk (nach Mohr) — statt: statisch bestimmtes Fachwerk, S. 32 Anm. 27, u. S. 176.

Eintheiliges und mehrtheiliges Fachwerk — statt: einfaches und mehrfaches Fachwerk, S. 106 u. 116.

Fachwerk, Stabwerk und *r*-Stützfachwerk, S. 32, Anm. 27.

Fachwände, Riegelwände, S. 102, Anm. 92.

Gekuppelter Kragbalken — statt: continuirlicher Gelenkträger, S. 153.

Gemeiner Balkenträger, S. 76.

Gerader Fachwerksträger — statt: Fachwerk mit parallelen Gurten, S. 101, Anm. 91.

Gespreizter Balken, S. 120.

Grundeck und Grundstab, S. 175.

Grund-, Zusatz- und Nebenspannungen S. 168, Anm. 159.

Krafteck und Seileck — statt: Kräftepolygon und Seilpolygon, S. 187, Anm. 177.

Paralleleck, S. 176.

Spannwerk, S. V.

Ständerfachwerk, Abb. 17^b und Strebenfachwerk, Abb. 17^a [letzterer Ausdruck stammt von Engesser] S. 101, Anm. 91 u. S. 114, Anm. 105.

Standfestigkeit der Fachwerke — statt: Stabilität der Fachwerke, S. 175, Anm. 161.

Steifigkeit der Fachwerke — statt: Starrheit der Fachwerke, S. 115, Anm. 161.

Unterspannter Balken — statt: armirter Träger, S. 117, Anm. 108.

Zuschlagszahlen — statt: Constructionscoëfficienten S. 192.

Der Ausdruck **„Spannwerke"** soll ein Sammelname für alle diejenigen „Tragwerke"*) sein, welche zur Ueberspannung von Oeffnungen oder Hohlräumen irgend eines Bauwerks dienen. Dieses Wort dient schon lange im Bauwesen zur Bezeichnung verschiedener Unterabtheilungen der in Rede stehenden Tragwerksarten, vgl. S. 57. Nachträglich bemerkte ich aber, dass Reuleaux in den 70er Jahren dieselbe Bezeichnung für eine Unterabtheilung der „Gesperre" des Maschinenwesens eingeführt hat; auch hiefür ist der Ausdruck Spannwerk in der That äusserst treffend. Sollen aber dann Verwechslungen zweier so verschiedenen Bedeutungen vermieden werden, so dürfte es genügen, in den Ueberschriften der behandelten Gegenstände zu setzen: „Spannwerke des Bauwesens," bzw. „Spannwerke des Maschinenwesens" (oder kürzer: „Bau-Spannwerke" und „Maschinen-Spannwerke").

Das vieldeutige Wort „Construction" habe ich möglichst zu vermeiden gesucht. An seine ursprüngliche Beziehung auf das „Schichten", besonders dasjenige der Mauersteine, wird selten**) mehr gedacht;

*) Die Tragwerke des Bauwesens lassen sich eintheilen in: Wände, Stützen und Spannwerke.

**) Nur Viollet le Duc bringt in seinem „Dictionnaire raisonné de l'architecture" unter dem Stichwort „Construction" lediglich die Maurer- und Steinmetzarbeiten.

das Wort hat — ebenso wie structura (= Mauergefüge), instructor (= Maureraufseher) — alle möglichen Nebenbedeutungen angenommen; Reuleaux gibt seinem berühmten Buche über die Grundtheile des Maschinenwesens schlechtweg den Titel „Der Constructeur"; Sprachforscher und Dichter „construiren" Sätze, Reden und Verse.

Nun besitzt aber die deutsche Sprache längst eigene Benennungen zur Bezeichnung einzelner Zweige des Bauwesens. Statt „Steinconstruction" ist allgemein der Ausdruck „Steinverband" üblich, statt „Holzconstruction" — „Holzverband" u. s. w.; liegt es da nicht nahe, statt „Bauconstruction" (in seiner engeren Bedeutung) zu sagen: „Bauverband"? — Für die Worte „construiren", „Constructeur" u. dgl. gibt Sarrazin's Verdeutschungs-Wörterbuch reichliche Ersatzwörter. Für die „Bauconstructionslehre im weiteren Sinne" ist längst das Wort „Baukunde" üblich.

Das Wort Hängwerk ist für diejenigen unserer älteren hölzernen Sprengwerke, deren Seitenschub durch einen Zugbalken (oder eine Zugstange) aufgehoben wird, so eingebürgert, dass ich es hiefür nicht auszumerzen wagte. Ich habe daher solche Spannwerke als „uneigentliche Hängwerke" von dem wirklichen Hängwerk (mit Seitenzug) unterschieden. Man könnte dafür aber auch „Hängwerksbalken" setzen, was mir erst nachträglich in den Sinn kam, und was ich daher nur noch in das Inhaltsverzeichniss und in die Nachträge aufnehmen konnte.

Das Fachwerk ist als die vollendetste Form aller Spannwerke [mit Ausnahme des Wölbwerks, vgl. Anm. 186] dargestellt; mein Ausgangspunkt war ja der, eine Geschichte des Fachwerks zu schreiben, was aber eben nicht angängig ist, ohne die ganze Entwicklung

der Spannwerke selbst hereinzuziehen, da der Uebergang oft ganz unmerklich und unbewusst geschah. Vielleicht erscheint dieses Hervorheben des Fachwerks Manchen unberechtigt und dann verfällt das Buch dem Urtheil: „Die Absichten verderben die Ansichten;" doch bitte ich auch jenen anderen Ausspruch zu berücksichtigen, der da heisst; „Um recht zu sehen, muss man wissen, auf was zu sehen ist."

Schliesslich fühle ich mich verpflichtet, allen Denen, die mich durch Rath oder durch ihre Büchersammlungen unterstützt haben, hier meinen wärmsten Dank auszusprechen, insbesondere den Herren Collegen Grübler, Mohrmann, Moll, Wehrlin, Archit. Hilbig und Unterbibliothekar Leiland; ferner Herrn Ing.-Assistent Philipp für die mühevolle Herstellung der Tafel VI.

St. Petersburg im Juli 1890.

Der Verfasser.

Nachträge und Berichtigungen.

a. Zum Haupttheil.

S. 2. Das Verzeichniss der Abkürzungen ist nach S. X u. XI zu ergänzen.

S. 4, Z. 17 v. o. lies: „Abb. 1 (u. Anm. 157)“ statt: Fig. 1.

S. 28, Z. 18 v. o. füge bei: „s. a. Anm. 156“.

S. 33, Z. 4 v. o. ist vor „bezeichnen“ einzuschalten: „oder als Hängwerksbalken“.

S. 40, Z. 14 v. o. lies: „North-River-Brücke Abb. 22a“ statt „Hudsonbrücke“.

S. 40, Z. 2 v. u. lies: „eine beliebige ungerade[172]) Anzahl von“ statt „mehrere“.

S. 41, Z. 13 v. u. ist hinzuzufügen: „vgl. übrigens Anm. 172“.

S. 42, Z. 1 v. u. lies: „Feketehazy, Ö. Z. 1871, S. 213“, statt „Feketchary“.

S. 67, Z. 1 v. u. lies: „Squire (vgl. Anm. 119)“ statt „Murphy“.

S. 69, Z. 14 v. u. füge bei: „s. a. Anm. 113 u. 167.“

S. 72, Z. 1 v. u. füge bei: „nach A. B. 1851, S. 112“.

S. 73, Z. 6 v. u. füge bei: „Weitere Vorschläge s. S. 135/6“.

S. 82, Z. 6 v. u. schalte ein: „Winkler hat in Z. f. Bauw. 1860, S. 95, eine umfassende Darstellung der Biegungsfestigkeit mit werthvollen geschichtlichen Bemerkungen gegeben, was ich leider erst nach der Drucklegung bemerkte.“

S. 94, Z. 12 v. o. lies: „59“ statt „280“.

S. 102, Z. 8 v. o. füge bei: „s. a. Anm. 38“.

S. 106, Z. 10 v. u. lies: „mehrtheiligem“ statt „mehrfachem“.

S. 116, Z. 9, 15, 16 u. 23 lies: „theiligen“ statt „fachen“.

S. 125, Z. 3 v. o. füge bei: „Ueber den Spreesteg in Berlin v. J. 1889 s. D. B. 1889, S. 196.

S. 125, Z. 15 v. u. füge bei: „Ob es sich jedoch hier nicht um einen Hängesteg handelt? — Rzîha giebt die Abbildung ohne Beschreibung".

S. 128, Z. 10 v. o. schalte ein: „wohl angeregt durch die Matina-Brücke von Max am Ende, vgl. S. 135".

β. Zu den Anmerkungen.

S. 11. In Anm. 8 ist hinzuzufügen: ferner von Bonniceau in A. d. p. & ch. 1863 I., S. 178, auch H. d. A. III, I., S. 17.

S. 18. In Anm. 17 ist hinzuzufügen: vgl. übrigens Anm. 88.

S. 25. In Anm. 23 ist hinzuzufügen: vgl. übrigens Anm. 184 †.

S. 27. In Anm. 26 ist auf letzter Zeile zu setzen: mhd statt ahd.

S. 32. In Anm. 27 ist hinzuzufügen: Ueber Stabwerke s. S. 190.

S. 39. In Anm. 34 ist hinzuzufügen: vgl. übrigens S. 194 u. Anm. 184.

S. 47. In Anm. 38 ist hinzuzufügen: s. a. S. 102. — Auf Zeile 2 lies: „Stabwerke" statt „Stabconstructionen".

S. 83. In Anm. 64 ist hinzuzufügen: s. a. Z. f. Bauw. 1860, S. 95.

S. 90. In Anm. 76 ist hinzuzufügen: Ueber Wellblechträger s. S. 59 u. A. B. 1852, S. 169.

S. 121. In Anm. 113 ist hinzuzufügen: s. a. Anm. 167 u. 171.

S. 124. In Anm. 117 ist hinzuzufügen: s. a. Anm. 117a, S. 130.

γ. Abkürzungen bei den Quellenangaben.

(Auf Seite 2 einzuschalten.)

A. d. p. et ch. = Annales des ponts et chaussées;

Br. Bc. = Breymann, Bauconstructionslehre.

Cu. gr. St. = Culmann, Graphische Statik, I. Aufl. 1864/6; II. Aufl. 1875.

Engg. = Engineering.

Gg. Bc. = Gottgetreu, Bauconstructionslehre.

L. & Sch. = Laissle & Schübler, der Bau der Brückenträger, I. Aufl. 1857; III. Aufl. 1871.

M.—Br. gr. St. = Müller—Breslau, Graphische Statik der Bauconstructionen 1886.

Tdh El. = Todhunter & Pearson, History of the Theory of Elasticity and Strength of Materials.

Wey, best. Tr. = Weyrauch, Theorie der statisch bestimmten Träger, Bd. I.: Theorie, Bd. II.: Aufgaben.

Wey. Dim. = Weyrauch, Dimensionsberechnung der Eisen- und Stahlconstructionen; I. Aufl. 1876, II. Aufl. 1889.

Wey. El. = Weyrauch, Theorie elastischer Körper, Bd. I.: Theorie, Bd. II.: Aufgaben.

Wklr. Th. d. Br. = Winkler, Theorie der Brücken.

W. f. A. u. I. = Wochenblatt für Architecten und Ingenieure.

W. f. Bk. = Wochenblatt für Baukunde.

Z. dtsch. I. = Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure.

Inhaltsverzeichniss.

Inhalt der beiden Tafeln*) XV. (189) und VI. (190)

nebst zugehöriger Seitenzahl oder Anmerkung.

Tafel.	Abbildung.	
XV.	1	Gekuppelter Kragbalken mit Hängwerk. S. 4 u. Anm. 157.
"	2	Hölzerne Hängwerksbrücke von Burr. S. 36.
"	3	Der einfache Hängebock und der Dachstuhl der Basilica des Vitruv. S. 46 u. 55.
"	4a u. b	Dachstuhl des Moskauer Reithauses. S. 51.
"	5	Englische Dachstühle. S. 54—55.
"	6a u. b	
"	7a u. b	Dachstühle von Wiegmann und Polonceau. S. 56—58.
"	8a	Dachstuhl von Wiegmann. S. 56—58.
"	8b	Englischer Dachstuhl. S. 56.
"	9a	Brücke über den Cismone. S. 63.
"	9b	Deutsche Fachwerksbrücke des 16. Jahrhunderts. S. 62, 69, 136.
"	10a u. b	Beispiele von Hängwerks-Balkenbrücken. S. 64, 70.
"	11a u. b	Verbundenes Häng- und Sprengwerk a) von Palladio (?) und b) von Sturm. S. 64.
"	12a u. b	Mittengelenkbalken von Landsberg und J. Langer. S. 68, 137 und Anm. 11, 167 und 171.
VI.	12c u. d	Andere Vorschläge zu einfachen Bogensehnen-Fachwerken mit Zwischengurt. Anm. 113, 167 u. 171.

*) Diese Tafeln sind unveränderte Abdrücke aus der „Rig. Ind.-Ztg.“, daher mit ihren dortigen Nummern versehen. Ihre verschiedene Entstehungszeit macht die Nachträge auf Taf. VI erklärlich.

Die Abbildungen stellen zumeist einfache Fachwerke dar. Die Gegenstreben sind punktirt gezeichnet. In Abbildung 14, 20a und 20c sind Undeutlichkeiten, indem einzelne nothwendige Stäbe punktirt und umgekehrt überzählige Stäbe ausgezogen erscheinen. Doch wird man diese Mängel leicht erkennen und zurechtstellen können.

Vorbemerkung.

Man findet in den verschiedenen Büchern und Zeitschriften über Brücken- und Baukunde zwar eine Menge zerstreuter Bemerkungen über die Entstehung verschiedener Fachwerksträger, nirgends aber ist meines Wissens eine zusammenhängende Abhandlung hierüber veröffentlicht. Dies scheint mir eine Lücke in unserer technischen Bücherei zu sein, die um so auffallender, als gerade das einfache steife Fachwerk den Bauten der Gegenwart sein Gepräge gab. Freilich bieten sich der Abfassung einer solchen Geschichtsschreibung grosse Schwierigkeiten dar; auch fehlen mir hier manche Bücher-Quellen, die heutzutage schwer mehr zu beschaffen sind. Ich möchte daher die nachstehende Entwicklung nur als einen ersten Versuch angesehen wissen und bitte diejenigen Fachgenossen, denen grössere Bibliotheken zur Benutzung stehen, die vorhandenen Lücken auszufüllen und etwaige Irrthümer zu berichtigen. Da sich die Fachwerke ganz allmälig aus den älteren Spannwerken entwickelt haben, schien mir eine kurze Uebersicht über die Entwicklung der verschiedenen Spannwerke um so mehr angezeigt, als bei der hier gewählten Eintheilung die Bedeutung der einzelnen Erfindungen deutlicher hervortritt, als bei der üblichen Eintheilung nach Baustoffen oder nach Ländern. Auch sind manche Irrthümer in älteren Darstellungen zu berichtigen.

Bei den Quellenangaben sollen folgende Abkürzungen angewendet werden:

A. B. = Allgemeine Bauzeitung.
Centr. Bvw. = Centralblatt der Bauverwaltung.
C-D. P. = Croizette Desnoyers, Cours de Construction des Ponts 1885.
D. B. = Deutsche Bauzeitung.
H. Z. = Zeitschrift des Archit.- und Ing.-Vereins zu Hannover.
H. d. I. W. = Handbuch der Ingenieurwissenschaften II. Auflage.
H. d. A. = Handbuch der Architectur.
Hg. B. E. = Heinzerling, Brücken in Eisen 1870.
Ö. Z. = Ztschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Verein.
Ö. W. = Wochenschrift des österr. I.- u. A.-V.
Rbg. Bk. = Romberg, die Zimmerwerks-Baukunst 1847.
Rbg. Z. = „ Zeitschrift für praktische Baukunst.
Rd. bât. = Rondelet, l'art de bâtir. Ausgabe v. J. 1842.
R. I. Z. = Rigasche Industrie-Zeitung.
R. G. M. = Rühlmann, Geschichte der technischen Mechanik.
Rz. E. B. = Rzîha, Eisenbahn-Unter- und Oberbau, Band II.
T. A. = Transactions of the American Society of Civil-Engineers.
V-D. A. = Viollet le Duc, Dictionnaire raisonné de l'architecture française du XI[e] au XVI[e] siècle.
Z. f. Bk. = Zeitschrift für Baukunde.
Z. f. Bw. = „ „ Bauwesen.

§ 1. Wesen und Ursprung der Spannwerke.

Unter „Spannwerken" verstehen wir diejenigen Bautheile, welche zur tragfähigen Ueberspannung einer Lichtöffnung oder eines abgegrenzten Raumes dienen.

Die 5 Urformen aller Spannwerke stammen aus vorgeschichtlicher Zeit; sie sind:

1) das Balkenwerk, das wohl zuerst in Form von — frei an den Enden aufliegenden — Holzbalken, dann von Steinplatten oder Steinbalken zur Anwendung kam. Bei stärkerer Belastung finden wir eingespannte Balken und mehrfach unterstützte oder durchgehende (continuirliche) Balken. Werden diese Stützen nicht lothrecht, sondern schräg angebracht, so entsteht:

2) das Sprengwerk, das in genannter Weise wohl ebenfalls zuerst in Holz ausgeführt wurde. Für kleinere Spannweiten findet sich übrigens auch schon sehr früh das dreieckförmige Sprengwerk aus schräg gegen einander gestemmten Steinplatten (vgl. z. B. H. d. A. II, 1 S. 14), das jedoch einer weiteren Entwicklung in Stein nicht zugänglich war. Wohl aber war diese Entwicklung möglich beim dreieckigen Sprengwerk aus Holzbalken, deren Schub durch einen untergelegten Streckbalken aufgehoben wurde. Man gelangt so zur einfachsten Form des hölzernen Hängwerks, der Urform unserer heutigen Fachwerksbalken.

3) das Hängwerk. Das eben besprochene hölzerne Hängwerk, — nämlich ein Sprengwerk mit aufgehobenem Horizontalschub — setzt schon einen ziemlich entwickelten Bausinn voraus, welcher auch an den dreieckigen Särgen aus Formziegeln bei den Griechen sich zeigt (H. d. A. II, 1 S. 243). Früher noch als diese Form des Hängwerks mag das Seilhängwerk entstanden sein, das durch Naturvorbilder (Schlingpflanzen, die sich über Bäche in Urwäldern von Baum zu Baum hinüberspannen) angeregt worden sein mag und noch heute bei den wilden Völkerschaften der heissen Länder sehr verbreitet ist.

4) das Kragwerk. Bei den ältesten erhaltenen steinernen Spannwerken finden wir nächst dem Balken- und Sprengwerk auch das Kragwerk vor, wobei durch das allmälige Vorkragen der Steinschichten über die unter ihnen liegenden der Schluss der Oeffnung erreicht wird. Von hölzernen Kragwerken sind bei der Vergänglichkeit dieses Baustoffes keine alten Zeugen vorhanden, wir dürfen aber annehmen, dass sie schon sehr früh da angewendet wurden, wo der einfache Balken nicht mehr ausreichte und Stützen oder Sprengwerke nicht gut anwendbar waren; denn in diesem Sinn ist das Kragwerk noch heute bei allen Völkerschaften verbreitet, theils in der oben geschilderten Weise allmäliger Vorkragung (vgl. V-D. A. VII S. 248), theils in Form der sogen. Gerberträger, ja sogar in sinnreicher Verbindung mit dem Seilhängwerk, wie ein Beispiel aus dem Kaukasus Abb 1 (in An zeigt (aus Engineering 1886 I S. 243). Die Seile sind aus Weinreben gewunden, Weinreben verknüpfen auch die Hölzer unter einander; der Kragbalken besitzt Gegengewichte aus Steinen, die in Körben aufgehängt sind. Die Steinpfeiler für die Kragbalken sind aus Felsstücken ohne Mörtel hergestellt.

5) das Wölbwerk. Das Wölbwerk ist wohl das letztentstandene, weil am wenigsten Vorbilder in der Natur bietende, Spannwerk. Doch muss die zufällige ineinandergekeilte Lagerung der Steintrümmer eines Bergsturzes, dessen unterste Steine durch einen Wildbach fortgeführt wurden, während die oberen ein natürliches Gewölbe bildeten, schon sehr früh zur Nachahmung getrieben haben. Das Hünengrab am Herrberg in Mecklenburg zeigt ein solches aus unbearbeiteten Steinen hergestelltes Grabgewölbe. Die regelmässige Keilform der Gewölbquader konnte freilich erst aufkommen, nachdem

die nöthigen Werkzeuge zur Bearbeitung vorhanden waren. Doch reichen die Nachrichten über die erste Entstehung dieses jüngsten unter den Spannwerken über 4000 Jahre zurück. (H. d. A. II, 2 S. 106; s. a. S. 28.)

Da für alle diese Spannwerke Vorbilder in der Natur zu finden sind, da wir ferner selbst bei den auf niedrigster Bildungsstufe stehenden Völkerschaften heutzutage die einfachsten Formen dieser Spannwerke in Anwendung sehen, so ist der Schluss berechtigt, dass alle 5 Spannwerksarten bei den vorgeschritteneren Völkern schon in vorgeschichtlicher Zeit entstanden sein müssen.

§ 2. **Das Wölbwerk.**

Die grösste Entwickelung hat im Alterthum gerade das jüngste Spannwerk, das **Gewölbe** erfahren, welches den römischen Bauten sein Gepräge gab. Wir finden in der That bei den Römern Gewölbebauten, die noch heute unser Staunen erwecken und die eine hohe Meisterschaft bezüglich der verwendeten Baustoffe (Béton, Töpfe), wie auch der Art der Bauausführung verrathen. Man vergleiche hierüber: Choisy „L'art de bâtir chez les Romains" 1873 oder den „Beitrag zur geschichtlichen Entwickelung der Gewölbe" von Gottgetreu in Z. f. Bw. 1879 S. 91, auch Gottgetreu Bauconstructionslehre Bd. I. Vitruv berichtet sogar vom Einlegen von Eisenstangen in die Gewölbe (Lib. V, 10) so dass auch das neueste „System Monier" einen Vorgänger hat. Dagegen vermissen wir bei den Römern eine feinere Gliederung und Massenvertheilung in den Gewölben und Widerlagern; in dieser Beziehung sind sie verschwenderisch, was bei der vorwiegenden Sclavenarbeit erklärlich ist. Wirthschaftlicher und zugleich kühner bauen die oströmischen Baumeister, deren glän-

zendste Leistung die Sophienkirche in Constantinopel; vgl. Choisy „L'art de bâtir chez les Byzantins" 1882.

Im Uebrigen sei noch auf Durm's Schilderung der römischen Gewölbtechnik im Hdb. d. Archit. Bd. II, 2 und auf Engineer 1875 I S. 460 verwiesen.

Bei den Sassaniden (4. bis 6. Jahrhundert) finden wir den niederen Spitzbogen und den überhöhten Korbbogen, die der Form der Stützlinie sich besser anschliessen, als der römische Halbkreis. Aber erst in der mittelalterlichen Baukunst gelangt die Gliederung der Gewölbe und Widerlager zu ihrer höchsten Ausbildung; bei den Benedictinern, dem von ihnen abgezweigten Orden der Brückenbrüder und in den Bauhütten des Mittelalters entwickelte sich allmälig ein so feines Gefühl für die in den Gewölben wirkenden Kräfte und die dadurch erforderlichen Strebepfeilerstärken[1]), dass jene Baumeister die kühnsten Gewölbe auf hohen Pfeilern mit dem denkbar kleinsten Aufwand an Mauermasse dauerhaft herzustellen im Stande waren. Beweise hiefür liefern die gothischen Kirchenbauten in Fülle. Dass aber auch bei Brückengewölben jenes feine Gefühl zum Ausdruck kam und noch über die gothische Zeit hinaus vorhielt, beweist die Einführung flacher Stich- und Korbbögen, wie auch die Anwendung grosser Entlastungsbögen[2]). An der

---

[1]) Strebepfeiler kommen schon bei den Griechen und Etruskern vor, sie wurden auch von den Römern bei Gewölbe- und anderen Bauten verwendet. H. d. A. II, 2 S. 107.

[2]) Ob Entlastungsbögen (abgesehen von denjenigen über Mittelpfeilern) schon bei römischen Brückengewölben vorkommen, ist zweifelhaft. Seit den Sassaniden trifft man sie in Persien häufig (C-D. P. I. S. 67). Im 12ten Jahrhundert werden sie auch im Abendland verwendet, so z. B. an der Brücke in Avignon 1177, V.-D. A. VII S. 225. Nach Gauthey, Traité des ponts I.

Fleischerbrücke in Nürnberg, 1599 durch Peter Karl erbaut, ist erstmals die Fortsetzung der Gewölbefugenrichtung bis zum Baugrunde, und damit der Anstoss zur Anwendung der sogen. verlorenen Widerlager zum bewussten Ausdruck gelangt, was einen für die damalige Zeit hochbedeutsamen Fortschritt im Bau der steinernen Brücken bedeutet[3]), wenn auch die Widerlagerstärke unter dem Eindruck der 1568 eingestürzten älteren Brücke[4]) noch überflüssig gross ausfiel. Die Wirren des XVII. Jahrhunderts brachten jedoch in Deutschland, England und Italien einen Stillstand, ja Rückschritt; die Bauhütten zerfielen, denn der Renaissancestil hatte ihrer nicht mehr nöthig, ihre Baugeheimnisse wurden vergessen. Weiteres s. b. Grégoire: frères pontifes 1818; Heideloff: die Bauhütte

---

S. 34 sind an der spitzbogigen Tessinbrücke in Pavia vom Jahre 1351 grosse sichtbare Entlastungsbögen angewendet. C-D. P. I. S. 37 bezweifelt die Richtigkeit dieser und ebenso Gautheys fabelhafter Angaben über den Aquaduct von Spoleto, — zwei Bauwerke, die nach C-D.'s Abbildungen keineswegs hervorragend sind.

[3]) Den z. B. Ganthey in seinem Brückenbau gar keiner Erwähnung würdigt. In der Ausgabe von Gauthey's Werken v. J. 1843 Bd. I S. 248 ist die schiefe Fugenrichtung in Widerlagern als neuerer Vorschlag mitgetheilt. Die Rialtobrücke, 1587 von Antonio da Ponte erbaut, hat nach Gauthey schon radiale Fugen. Ob sie bis zur Sohle gehen, ist nicht bekannt. Die neueren Abbildungen lassen eher nur auf eine äussere Verkleidung mit schiefen Fugen schliessen.

[4]) Die Ursache, dass wenige dieser mittelalterlichen Brücken auf uns gekommen sind, liegt meist in der mangelhaften Gründungsart ihrer Strompfeiler. Dies führte zur Anwendung grosser Spannweiten, um Strompfeiler zu vermeiden. Hervorragend ist die Vieille-Brioude-Brücke, 1454 mit einem Stichbogen von 54,2m Weite erbaut. Die Trümmer der Addabrücke bei Trezzo, 1377 erbaut, lassen sogar auf 72,25m Weite schliessen; dies wäre also das weitest gespannte Steingewölbe der Welt. C-D. P. I S. 41.

1844; Janner: die Bauhütten des Mittelalters 1876 und Keller: die Reformation und die älteren Reformparteien 1885; auch Rzîha Ö. W. 1876 S. 344. Nur in Frankreich pflanzte sich die Kunst des Brückenwölbens einigermaassen fort. Ueber den Stand des Brückenbaues um 1735 vgl. man Schramm: Schauplatz der merkwürdigsten Brücken aller 4 Welttheile.

Die neue Zeit musste sich erst mühsam wieder jenes richtige Gefühl für die Kräftewirkung im Gewölbe erringen, beseitigte aber zugleich die dem blossen Gefühl immer anhaftenden Unsicherheiten, indem sie die Statik als Grundlage der Gewölbeberechnung benützte. Führend war hierin das französische „Corps des Ingenieurs“, besonders seit Gründung der école des ponts et chaussées 1747[5]), deren erster Director Perronnet den Gewölbebau bei Brücken zu hoher Ausbildung brachte. Perronnet soll zur Ermittlung seiner Bogenform bereits die Bauwaage benutzt haben Z. f. Bw. 1869 S. 90. Die Gliederung der Pfeiler und Widerlager durch Sporne kommt 1830 in England durch den jüngeren John Rennie und Brunel in Aufnahme.

Um die Förderung der Gewölbetheorie haben sich besonders verdient gemacht: die Franzosen: Cou-

---

5) Die Führerrolle im Bauingenieurwesen gehört Frankreich im vorigen Jahrhundert ganz unbestritten. In diesem Jahrhundert traten zuerst England und Amerika, später, namentlich nach Gründung besonderer Lehrstühle für das Tiefbaufach an den technischen Hochschulen — was z. B. in Stuttgart erst 1847 geschah — auch Deutschland in Wettbewerb. Hervorragende Ingenieure jener Länder tragen deutsche Namen, z. B. in Frankreich: Nördlinger, Krantz, Schneider, Eiffel, Köchlin, Seyrig; in England: Max am Ende; in Amerika: Wernwag, Röbling (Vater und Sohn), Fink, Hemberle, Schneider, Lindenthal. Die Mehrzahl derselben gehört zwar nach Geburt und Erziehung den Ländern an, in denen sie wirkten.

lomb, Navier, Clapeyron und Poncelet, der Engländer: Moseley, die Deutschen: Hagen, Scheffler, Schwedler, Culmann, Winkler u. A.

Die Frage über die wirkliche Lage der Stützlinie im Gewölbe wurde anfänglich unter mehr oder weniger willkürlichen Voraussetzungen zu lösen versucht. Winkler hat die geschichtliche Entwicklung der hieraus entsprungenen 4 Gattungen von Gewölbtheorien, nämlich 1) die Keil- und Gleittheorie, 2) die Seiltheorie, 3) die Kantungstheorie und 4) das Princip der günstigsten Beanspruchung, — in D. B. 1879 S. 117 dargestellt, auf welche Quelle hier verwiesen sei, mit dem Zufügen, dass die Seiltheorie sich vielleicht auch in der Bandhauerschen Theorie der „Gewölbe und Kettenlinien" findet, die im selben Jahr mit Gerstners Theorie erschien 1831; dass ferner (nach R. G. M., S. 44) Moseley 1839 erstmals die Aufzeichnung der Stützlinie des Gewölbes ermittelte, während Winkler (D. B. 1879 S. 118) sagt, dass Poncelet schon 1835 die Kantungstheorie graphisch behandelte; vgl. auch Comptes rendus 1852 II S. 535[6]) und S. 587, wornach Poncelet schon ahnte, was Winkler 1867 klar aussprach, dass nämlich die Elasticitätstheorie auch auf Gewölbe anwendbar sei und dass nur mittelst dieser Theorie die Unsicherheiten über die Lage der Stützlinie zu beseitigen seien. Schwedler 1868, Culmann 1875, Perrodil 1876

---

[6]) Die beiden, oben angeführten Abhandlungen von Bandhauer und Poncelet sind mir nicht zugänglich. Aus dem Titel des Bandhauer'schen Buches ist aber zu vermuthen, dass er ebenfalls die Seiltheorie anwendete. Poncelet's Verfahren geht wohl aus A. B. 1851 S. 121 hervor? Ob in dem Buche von Fabré „Theorie des voutes élastiques et dilatables" Paris 1860 das Steingewölbe schon als elastisches aufgefasst ist, kann aus dem Titel allein nicht entschieden werden.

und Belpaire 1877 schlossen sich an; die Praktiker aber verhielten sich hiegegen lange Zeit ablehnend, trotzdem man schon seit Navier wenigstens die Druckvertheilung in den Fugen nach der Elasticitätstheorie zu berechnen gewöhnt war; dies veranlasste Winkler zum Bau eines Versuchsgewölbes in der technischen Hochschule zu Charlottenburg, um den Beweis seiner Theorie zu liefern. Leider hinderte der Tod die Vollendung seiner Versuche. Doch dürften heute nur Wenige die Berechtigung dieser Theorie mehr leugnen, wobei allerdings zugegeben werden muss, dass noch zu wenig Versuche über das elastische Verhalten des Mauerwerks vorliegen, dass sich daher die zeitraubenden Rechnungen der Elasticitätstheorie für die allgemeine Durchführung von Gewölbeuntersuchungen vorerst noch nicht eignen, und zwar um so weniger, je weicher der Mörtel beim Ausschaalen; vgl. auch Engesser in D. B. 1880 S. 184. Immerhin lässt sich heute die Gewölbetheorie als Anhang zur allgemeinen Theorie der Bogenhäng- und Sprengwerke behandeln[7]), was Melan in H. d. I. W. II, 4 S. 135 gethan hat. Dort sind aber auch die Schwierigkeiten hervorgehoben, welche der Ausdehnung der Elasticitätstheorie auf Steingewölbe entgegenstehen.

Das unsere Zeit kennzeichnende Streben nach möglichster Beseitigung der statischen Unbestimmtheit unserer Bauwerke[8]) hat neuerdings auch bei den Ge-

---

[7]) Die früher beliebte Trennung der Baustatik in 1) Theorie der Gewölbe und 2) Theorie der Holz- und Eisenconstructionen hat damit ihre wissenschaftliche Bedeutung verloren.

[8]) Der erste Vorschlag zu 3 Gelenken scheint 1870 von Dupuit gemacht zu sein (Z. f. Bw. 1888 S. 237). Die Störungen in der Lage der Stützlinie durch Wärmeschwankungen sind zwar längst bekannt, hätten aber wohl für sich allein keinen Anlass zur Einführung von Gelenken gegeben, wie dies bei eisernen

wölben zur **Anwendung dreier Gelenke** geführt. **Köpke** ist hierin schon 1880 mit gutem Beispiel vorangegangen (vgl. H. Z. 1888 S. 374). **Koch** folgte 1884 mit dem Entwurf des, erst 1887 zur Ausführung gelangten Betongewölbes der Westrachbrücke, indem er je 1 schmalen Asphaltstreifen in die Mitte der Scheitel- und der 2 Kämpferfugen legte, um die, wegen schlechten Untergrundes erwarteten, und dem sehr flachen Gewölbe sonst gefährlichen Setzungen unschädlich zu machen (vgl. D. B. 1888 S. 333). Andere suchen wenigstens während des Baues der Gewölbe die Lage der Stützlinie möglichst in dessen Mitte zu zwingen (vgl. D. B. 1880 S. 59). **Leibbrand** hat seit 1885 bei verschiedenen Strassenbrücken aus Bruchstein (Z. f. Bw. 1888 S. 236) Hartbleistreifen in die Scheitel- und Kämpferfugen gelegt und diese, oben und unten offenen, Fugen erst nach Aufbringung der Stirnmauern und der Strassendecke mit Mörtel ausgefüllt.

Mit der Anwendung 3er Gelenke dürfte das Tonnengewölbe seine letzte Ausbildung erfahren haben.

Weiteres über die geschichtliche Entwicklung der steinernen Brücken s. bei Rz. E. B. S. 141—180, sowie C-D. P. Bd. I.

Bei den **eisernen** Bogenbrücken hat man anfänglich mehrfach das Steingewölbe nachgeahmt, indem man Gusseisenstücke in Form keilförmiger Wölbsteine aneinanderlegte und sie durch Keile, Zapfen, Dübel oder Schwalbenschwänze mit einander verband. **Nash**

Bögen der Fall war (vgl. § 3). Und doch scheinen die Wärmeausdehnungen des Mauerwerks mehr als die Hälfte derjenigen des Eisens zu betragen. Eine Zusammenstellung des bisher Bekannten s. R. I. Z. 1888 S. 148. Hinzuzufügen sind die Mittelwerthe in H. d. I. W. II, 1 S. 60, sowie Civ.-Ing. 1877 S. 381. Aeltere Messungen s. in Dinglers Journal 1829 Bd. 33 S. 295.

nahm 1797 ein Patent auf längere Gussstücke, die durch Schrauben mit einander verbunden, ein steifes Bogensprengwerk bildeten, das in Petersburg erstmals zur Ausführung gekommen sein soll. Hg. B. E. S. 97. Allmälig vollzog sich der Uebergang zum vernieteten Blechbogen und die Auflösung des ungegliederten Bogens in ein statisch bestimmtes Fachwerk, eine Anordnung, die bei Steingewölben nicht durchführbar ist.

Vorstehend ist hauptsächlich nur das Tonnengewölbe besprochen. Ueber das Kuppel-, Kloster- und Kreuzgewölbe sei verwiesen auf Gottgetreu, Bauconstructionslehre Bd. I; Durm in H. d. A. II, 1 und Ungewitter-Mohrmann, Lehrbuch der gothischen Constructionen, 1889.

Die Geschichte der Theorie des Kuppelgewölbes ist m. W. noch nicht genügend bearbeitet. Doch fehlt hier der Raum, näher darauf einzugehen.

§ 3. Das Sprengwerk.

Das Sprengwerk hat mit dem Gewölbe 2 Eigenschaften gemein: erstens üben beide einen Horizontalschub aus, erfordern also entsprechend kräftige Widerlager; zweitens werden die einzelnen Theile vorwiegend auf Druck beansprucht, so dass die Stoss-Verbindungen bei Stein und Holz einfacher herzustellen sind, als wenn reine Zugspannungen vorkämen. Das Sprengwerk hat u. U. auch noch Biegungsspannungen auszuhalten und bedarf dann langer Streckbalken, wozu sich Holz besser eignet als Stein; es hat daher in Holz eine hohe Ausbildung erfahren, während die steinernen Dreiecks-Sprengwerke (vgl. § 1) keiner weiteren Entwicklung fähig waren[9]. Es ist wahr-

[9]) Bei der Moschee von Badaon (Indien) finden wir 2 Steinplattenstreben zum Schliessen der freihändig aufgemauerten Gewölbe angewendet. H. d. A. III, 3, 2 S. 40.

scheinlich, dass das hölzerne Sprengwerk schon im grauen Alterthum verwendet wurde, sobald der einfache Balken (bezw. das Kragwerk?) für die nothwendigen Lichtöffnungen nicht mehr ausreichte. Die Vergänglichkeit dieses Baustoffes liess aber keine Zeugen auf uns kommen und merkwürdiger Weise fehlen auch bei den alten Schriftstellern nähere Nachrichten darüber. Wir wissen nur, dass bei Trajans Donaubrücke schon ein gut gegliedertes Bogensprengwerk von 36*m* Lichtweite angewendet wurde[10]), dass also offenbar eine allmälige Entwicklung des hölzernen Sprengwerks vorhergegangen sein muss. Choisy, L'art de bâtir chez les Romains S. 165 zählt die ältesten Nachrichten über römische Holzwerke auf, giebt an Zeichnungen aus der Römerzeit, was er auftreiben konnte, lässt es aber unentschieden, ob die Bögen der Trajansbrücke aus langen gebogenen Balken, oder nur aus kurzen wölbsteinartig zusammengesetzten Bohlenstücken (?) bestanden[11]). Auch die Form der Lehr-

[10]) Nach Procop, de aedif. IV, 6 ist wahrscheinlich Apollodorus von Damascus der Erbauer dieser Brücke, sowie der Trajanssäule in Rom, welch letztere eine höchst mangelhafte Abbildung dieser Brücke enthält, wie überhaupt die meisten technischen Darstellungen auf dieser Säule im Maassstab und den Verhältnissen stark verzeichnet sind. Lalanne hat eine wahrscheinlichere Zeichnung dieser Brücke, deren steinerne Strompfeiler 18*m*(?) stark gewesen sein sollen, angegeben (vgl. C-D. P. I S. 17—18). Wagner berichtet in D. B. 1882 S. 269 von einer römischen Denkmünze, welche ein grösseres hölzernes Bogensprengwerk mit unten angehängter Fahrbahn darstellt. Er vermuthet, dass die Mainzer Brücke derart gebaut war.

[11]) Die Frage, wer zuerst gebogene Holzbalken im Bauwesen verwendete, ist, scheint es, noch eine offene. Für die römischen Schiffdächer? wurden nach Rd. bât. III S. 81, und ebenso sind im Mittelalter nach V-D. A. III S. 1—28 die Holzbögen anfänglich durch Ausschneiden aus geraden Hölzern gebildet. Erst aus dem

bögen von Gewölben bespricht Choisy. Doch konnte sich bei den römischen Lehrbögen keine grosse Entwicklung des hölzernen Spannwerks zeigen, weil für grössere Spannweiten möglichst freihändig gemauert wurde — ein Verfahren, das in dem holzarmen Persien schon in urältester Zeit aufgekommen ist und bei den Sassaniden und ihren Nachfolgern seine höchste Ausbildung erfahren hat (vgl. Anm. 9).

So sind denn die Ueberreste hölzerner Sprengwerke aus dem ganzen Alterthum (wie auch die Kunde hievon) äusserst spärlich und auch aus dem Mittelalter ist sehr wenig überliefert worden; es sind hier die gesprengten Dachstühle in V-D. A. III S. 8, 28, 33, 37, 40—46 sowie das Kragsprengwerk[12]) Bd. VII S. 250 zu nennen, welches an römische Bauten erinnern soll. S. 247 befindet sich die Skizze der Brücke von Nantes — ein einfaches Trapezsprengwerk auf mächtigen Steinpfeilern, dergleichen wohl zahlreiche andere bestanden haben müssen.

Die hölzernen Brückenbauten bis zum XVIII. Jahrhundert sind m. W. noch nicht genügend erforscht, es scheint auch hierüber sehr wenig veröffentlicht zu sein[13]), obgleich schon allein die Lehrbögen jener weit gespannten Gewölbe des Mittelalters (s. Anm. 4) grosse

---

XIII. Jahrhundert sind gebogene Hölzer verzeichnet. Beim Schiffs-, Fass- und Räderbau kommt viel früher schon gebogenes Holz vor.

[12]) Solche Kragsprengwerke finden sich bei den Römern, wie auch im Mittelalter vielfach im Morgen- und Abendland beim Hochbau zu Erkern, Schutzdächern u. dgl. verwendet (vgl. H. d. A. III, 3, 2 S. 71 und 73. Hieher gehören auch die Haspelgestelle an den Speicherbauten, manche Zugbrücken, Kriegsmaschinen u. A.

[13]) Ob vielleicht in den mir unzugänglichen Schriften von Leonardo da Vinci, Dürer, Perrault, Vauban, Schramm, Leupold, Vasari, Rivins, Faulhaber, Androvet du Cerceau, Serlius, Bökler, Wilhelm u. A. etwas hierüber zu finden ist?

Holzbauten gewesen sein müssen, über welche in alten Chroniken wohl einige Bemerkungen vorhanden sein dürften. Aus dem XVI. Jahrhundert besitzen wir (in Palladio's 4 Büchern der Architectur) die Veröffentlichung von 5 Holzbrücken, denen eine hervorragende geschichtliche Bedeutung zukommt; darunter 2 Sprengwerke von Palladio selbst, nämlich die Brentabrücke bei Bassano, ein einfaches Trapezsprengwerk auf Holzjochen und ohne Versteifungen, sowie den Entwurf zu einem Bogensprengwerk, welches mehrfach schon als das erste reine Bogenfachwerk bezeichnet wurde, obgleich die aussteifenden Andreaskreuze nicht nach den Knotenpunkten gerichtet sind. Die späteren Schriftsteller loben meist Palladio's Entwurf, von einer Ausführung ist aber nichts berichtet, und so finden wir erst 1797 in Amerika ein, allerdings gegen Palladio wesentlich verbessertes Bogenfachwerk ausgeführt, vgl. unten.

Die nächste Kunde finde ich in der 1726 erschienenen Streitschrift des, durch Schlüter's Sturz (Z. f. Bw. 1863 S. 37) bekannten Mathematikers und Architecten L. Chr. Sturm über „Häng- und Sprengwerke“ [14]). Sturm berichtet S. 50 von einem Modell

---

[14]) Der bemerkenswerthe Titel dieser Schrift lautet: „Leonhardt Christoph Sturm's Fürstl. Mecklenb. Cammer-Raths und Bau-Directoris, Gründlicher Unterricht, von der Allen Sowohl denen / welche in Bau-Sachen dem Aerario verstehen / Als auch Baumeistern / Oeconomis und curieusen Reisenden zuwissen sehr nöthigen Wissenschaft, von Heng- oder Sprengwerken, Auf Veranlassung einer grossen Bosheit, welche ein Zimmermann gegen ihm in dergleichen Werk begangen / und von unverständigen Bauherren ist secundiret worden, öffentlich zu verständigen und unpartheiischen Urtheil aufgestellet, Sammt einer Vorrede in Form eines Architectonischen Bedenkens, was einem Architecto zuthun sei im Fall er bauen soll, Wo eines grossen Herrn höchst-

des Architecten, Arztes und Mathematikers Perrault zu Paris, welches im Louvre (mit einer starken Probebelastung) ausgestellt sei und ein grosses polygonales Sprengwerk von 224 Fuss Spannweite darstelle. Zur Ausführung scheint diese Brücke nicht gelangt zu sein (vgl. Rd. bât. III S. 104; Gauthey erwähnt diesen Entwurf gar nicht); die Sprengung ist auch verdächtig flach; doch findet sich hier erstmals ein kräftiges Geländerfachwerk steif mit dem Sprengwerk verbunden, so dass wir hierin wohl das erste Auftreten eines beabsichtigten Versteifungsrahmens für zu flache Sprengwerke zu verzeichnen haben. Sturm macht keinen Gebrauch von diesem Geländer, gibt aber auf Taf. X einen verbesserten, etwas stärker gesprengten Entwurf, der Beachtung verdient. Perronnet's berühmte Lehrbogensprengwerke an der Neuilly- und anderen Brücken haben die gleiche Anordnung, wie Sturm's Sprengwerk. Bei einer Reihe anderer polygonaler Sprengwerke aus jener Zeit oder kurz nachher versucht man es mit kürzeren Hölzern, entbehrt aber dadurch der nöthigen Versteifungen. Diese Vielecksprengwerke waren daher bei Brücken nicht von langer Dauer[15]), vgl. Gauthey's

---

vernünfftige Commodität Und die allgemeinen Reguln der Bau-Kunst einander schnurstracks zuwider sind, Nebst dazu gehörigen accuraten Figuren. Andere Auflage — Stockholm und Leipzig, verlegts Johann Heinrich Russworm 1726." Eine reiche Anzahl anderer ergötzlicher Büchertitel aus jener Zeit findet sich in den Catalogen von Bielefeld's Hofbuchhandlung in Karlsruhe.

15) Eine Ausnahme macht die schon 1468 von Anton Falkh erbaute Brücke über den Martinstobel mit 33 *m* Spannweite, welche (mit verschiedenen Ausbesserungen) bis zum Jahr 1877 in Gebrauch war und demnach eine der am längsten dauernden Holzbrücken darstellt; vgl. Bavier: Strassen der Schweiz S. 34. Diese lange Dauer verdankte die Brücke nicht allein ihrer steileren Sprengung, sowie ihrer Bedachung, sondern auch der Verschaalung der

Werke. Ausgabe v. J. 1843 Bd. II S. 54—56. Besser ist die Durance-Brücke bei St. Clement, 2 Trapezsprengwerke übereinander, mit Andreaskreuzen ausgesteift, das untere aber zu flach, 1793 (nach Müller) erbaut und 1813 verschwunden; ferner die Kandelbrücke, 1764 von dem Luzerner Zimmermeister Jos. Ritter mit 50,7 *m* Weite erbaut, die aber, wie Gauthey's Dreieckssprengwerk, sehr lange Hölzer erforderte, ohne grosse Steifigkeit zu besitzen. Von älteren geradlinigen Sprengwerken unseres Jahrhunderts seien noch erwähnt Rondelet's Seinebrücke (Rd. bât. III S. 93), die, wenig steife, Brücke Donegani's bei Bagni (Stilfser Jochstrasse), 1820 erbaut, und die Ueberfahrtsbrücke der Paris-Versailler Bahn (A. B. 1843 Bl. 565 bezw. 564), von Clapeyron und C. Etzel, ferner die Muldebrücke der Anhaltischen Bahn 1844[16]), die Ilmenaubrücke 1846 (H. Z. 1861 S. 64 u. 217) und die von C. Etzel 1848 bei Cannstadt erbaute Eisenbahnbrücke vgl. A. B. 1858 Bl. 241; während des älteren Etzel[17])

Sprengwerke, welche Verschalung zugleich dazu dient, die, andernfalls mangelnde Steifigkeit derartiger Sprengwerke zu sichern. Bei Dachbindern ist keine so grosse Steifigkeit, wie bei Brücken erforderlich, so dass Ardant's Polygonaldächer 1847 an Stelle der Bogendächer treten konnten. vgl. unten. Die von Mylne 1760, Rennie 1811 und Mollard 1827 angewendeten Bogen mit gusseisernen Schuhen an den Knotenpunkten der Sprengwerke haben keine weitere Verbreitung erlangt.

16) vgl. Müller's Brückenbaukunde (1853?) Fig. 249. In diesem Werke ist wohl die grösste Anzahl von Häng- und Sprengwerksbrücken aus der ersten Hälfte des XIX. Jahrhunderts abgebildet, während die grösste Zahl für Hochbau in Romberg's Zimmerwerks-Baukunst v. J. 1847 zu finden sein dürfte.

17) Die beiden Etzel (Vater und Sohn) gehören zu den hervorragendsten Erbauern von Strassen bezw. Eisenbahnen Süddeutschlands. Sie haben zwar keine neuen Formen von Spannwerken erfunden, aber die vorhandenen Arten bezüglich der

Normalien zu den württemb. Strassenbrücken (A. B. 1841 Bl. 406) zu wenig Steifigkeit zeigen.

Die Bogensprengwerke der neueren Zeit beginnen mit den Bohlenbögen von Philibert de l'Orme 1561, bei denen die Bohlen hochkantig neben einander genagelt und nach der Bogenlinie ausgeschnitten sind. Sie kommen übrigens nach Rd. bât III S. 145 schon 200 Jahre früher vor und haben bei Dachstühlen zahlreiche Anwendung gefunden; auch wurden sie von Gilly 1801 sehr gerühmt, was noch 1844 zu einer bemerkenswerthen Besprechung ihrer Vor- und Nachtheile führte (vgl. Rombergs Zimmerwerks-Baukunst S. 358[18]). Bei Lehrbögen, namentlich für Tunnelgewölbe, sind diese Bögen heute noch in Anwendung; hieher gehört auch

---

Einfachheit und Schönheit der Anordnung zur höchsten Vollendung gebracht und daher im besten Sinne Schule gemacht. Es sei nur an des älteren Eberh. Etzel steinerne Neckarbrücke in Cannstadt erinnert, die in keinem Lehrbuch des Brückenbaues fehlt (Nachruf s. A. B. 1842 S. 139); während sein Sohn, Carl Etzel, als Baudirector der württembergischen, sowie vieler schweizerischer und österreichischer Bahnen, mustergiltige Hochbrücken[26]) schuf, und den zahlreichen kleineren gewölbten Durchlässen, die in den Erddämmen stecken, so zweckmässige Anordnungen gab, dass seine Normalien überall angewendet werden, wo natürliche Bausteine zur Herstellung der Stirnen und Flügel jener kleinen, aber im Eisenbahnbau so zahlreichen und wichtigen Bauten dienen. Hänels Bauconstructionslehre für Ingenieure und Pressel's Normalien der österr. Südbahn geben davon Zeugniss. Seine letzten Veröffentlichungen verhinderte ein plötzlicher Tod 1865 Von all unseren Bauzeitungen hat ihm nur diejenige von Romberg (1865 S. 285) einen Nachruf gewidmet. Ein Buch wie „Smiles' Life of the Engineers" fehlt noch in Deutschland.

[18]) Ueber dieses Werk s. Anm. 16. In genannter Besprechung wird auch behauptet, schon Hannibal habe seine Brückengewölbe in Toledo nach der Seillinie gekrümmt. Ueber diese, jedenfalls nicht von Hannibal herrührende, Brücke vgl. C.-D. P. I. S. 47.

die Brücke im Plauenschen Grunde von Günther? (A. B. 1838 Bl. 200.) Funk hat 1799 diese Anordnung selbst auf Brückenbögen aus krumm gewachsenen Balkenstücken übertragen.

Emy erregte 1825 Aufsehen mit seinen flachen, aus übereinandergelegten gebogenen Bohlen zusammengesetzten Bohlenbögen für Dächer; doch ist diese Anordnung schon früher bei Brücken aufgekommen, nämlich 1804 durch Th. Burr an der Delawarebrücke bei Trenton und 1809 durch Wiebeking bei der Alzbrücke.

Ardant hat 1847 durch seine Belastungsversuche der Beliebtheit dieser Bogendächer einen harten Stoss versetzt; vgl. Rbg. Bk. S. 397. Doch ist Bürklein's Hallendach des alten Münchener Bahnhofs z. Thl. heute noch in Anwendung; vgl. Gottgetreu: Bauconstr. II Taf. 22 S. 222, wo Ardants Polygonal-Dachbinder geschildert sind. S. a. Anm. 15.

Das Biegen ganzer Balken[19]) zur Herstellung von Bogensprengwerksbrücken kam in der 2. Hälfte des vorigen Jahrhunderts (wieder?) in Aufnahme. Gauthey nennt als erste derartige Brücke diejenige von Chazey ohne Erbauungsjahr. Kink und Fuchs sollen schon vor 1791? Balkenbögen gebaut haben. Die erste Anwendung für eine grössere Spannweite (48*m*) machte

---

[19]) Das Biegen der Balken von Funk und Wiebeking findet sich z. B. in Müllers Brückenbaukunde II S. 110. Ebendort S. 142 ist (nach Sganzin-Reibel: L'art de construction I S. 70) noch ein anderes Verfahren von Ledeau, Eustache und Emery mit Dämpfen der Hölzer angegeben. Schulz erleichtert sich das Biegen durch 2—3 Sägschnitte, parallel der neutralen Faser (Romberg a. a. O. S. 373; ebenso Armand, der noch mehr Spaltschnitte machte, wobei die Enden beidemal auf 2—3' Länge ungespalten bleiben. Einseitige Erwärmung beim Biegen ist schon ein altbekanntes Hilfsmittel.

der schon genannte Ritter 1794 an der Reussbrücke bei Mellingen[20]). Der Hauptvertreter hölzerner Bogenbrücken in Europa ist aber Wiebeking, dessen zahlreiche Brücken in Bayern ihm grossen Ruf verschafften. Wegen zu kleiner Sprengung hatten aber die meisten keine genügende Steigfigkeit und wurden später umgebaut (A. B. 1840 S. 153, 1857 Bl. 109 und 1860 Bl. 324). Einen Fortschritt zeigt Gauthey's Entwurf (s. Schwarz Brückenbau Fig. 281), dann Emery's Seinebrücke bei Ivry v. J. 1828 (A. B. 1838 S. 67) und die Brücke über den Petersburger Umfangscanal v. J. 1836 (A. B. 1842 S. 111). Aber erst als man zwischen Bogen und Fahrbahn Andreaskreuze einsetzte, erzielte man die nöthige Steifigkeit. Dies geschah in Europa ziemlich spät, wie es scheint. An Wiebekings Innbrücke bei Neuötting wurde (nach A. B. 1860 S. 33) zur Erhöhung der Steifigkeit im J. 1820 ein Strebenwerk aus Andreaskreuzen eingelegt. Moller verwendete bei seiner Ederbrücke in den äussersten Feldern ebenfalls Andreaskreuze (Harres, Schule des Zimmermanns II S. 161). Aber erst bei der Brücke im Plauenschen Grunde (vgl. oben) und dann bei der schiefen Brücke der Paris-Versailler Bahn, von Clapeyron und C. Etzel 1817 erbaut (A. B. 1842 Bl. 457), finden wir diese Kreuze folgerichtig durchgeführt, ebenso an der Elbebrücke bei Dessau (Schwarz Brückenbau Fig. 281) v. J. ? . Da die starken Erschütterungen bei Eisenbahnbrücken ein kräftiges Verspannen dieser Kreuze verlangen, hat man bei der 2. Seinebrücke, von Clapeyron (?) 1845 erbaut,

[20]) Die ausführlichste Zeichnung dieser und der 2 später zu nennenden Grubenmann'schen Brücken findet sich in einem vom Kupferstecher C. v. Mechel in Basel 1803 herausgegebenen Schriftchen. Von da ist sie in die meisten Lehrbücher des Brückenbaues übergegangen.

statt der hölzernen Hängepfosten eiserne radiale Zugstangen angewendet (A. B. 1849 Bl. 267 u. 1862 S. 81). In Russland sind zahlreiche hübsch aussehende Strassenbrücken in dieser Anordnung gebaut (Rz. E. B. S. 138). Ueber den Entwurf einer 600′ weiten Holzbogenbrücke für London durch Eb. Etzel's Oheim s. A. B. 1842 S. 139. Wiebeking soll ebenfalls Holzbögen für 600′ Weite, Claus sogar für 900′ Weite entworfen haben vgl. Müller's Br. Bk. III S. 69.

In Nordamerika finden wir schon vor Wiebeking eine hohe Ausbildung der hölzernen Bogensprengwerke; die Aussteifungen mit Andreaskreuzen treten dort schon sehr früh auf und haben wahrscheinlich die Anregung zu den späteren reinen Fachwerksbalken gegeben. Die älteren Nachrichten, vor allem Culmanns berühmter Reisebericht A. B. 1851 S. 75, haben neuerdings eine dankenswerthe Ergänzung durch Cooper (T. A. 1889 II S. 3) erfahren. Hiernach baute Palmer 1792 die Essex-Merrimackbrücke in Massach., welche bis 1883 benutzt wurde. Palmer nennt sie „an arch of 160′ Spann"; man ist aber im Zweifel, ob man sie als Bogenfachwerk oder als stark gesprengtes Balkenfachwerk mit steigenden Diagonalen auffassen soll, da die angegebene Zeichnung eher flache Auflagerung vermuthen lässt. 1804—1806 baute Palmer „The permanent Bridge" über den Schuylkill in Philadelphia, ein reines Bogenfachwerk mit geradem Obergurt, ohne Gegendiagonalen[21]). 1805

[21]) Aus A. B. 1839 S. 88 und Bl. 291 Fig. 1—3 ist diese Brücke schon bekannt. Coopers Angaben „nach einem alten Stiche" weichen aber hiervon etwas ab. Die Brücke stand bis 1850. In H. d. I. W. II, 4 S. 212 ist angegeben, dass Thomas Paine 1787 eine 120*m* weite eiserne Bogenbrücke (Wölbwerk) für den Schuylkill in Philadelphia nach seinem Patent in England giessen liess, die in England ausgestellt, aber nicht verschifft wurde. Vielleicht ist Palmers Werk an Stelle der Paine'schen Brücke gekommen? vgl. auch T. A. 1889 II S. 12.

folgte die Delawarebrücke bei Easton, ganz wie die vorige, aber mit Hängeeisen neben den Druckständern. Theodor Burr ist (nach Culmann) der Hauptvertreter der amerikanischen hölzernen Bogenbrücken, die mit Fachwerksbalken ausgesteift wurden; er baute 1804 die Waterfordbrücke, welche erst 1814 bedeckt wurde und heute noch in gutem Zustand sein soll. Der Bogen ist hier ziemlich schwach, der versteifende Fachwerksbalken tritt schon als mittragender Theil auf; auch scheinen hier erstmals Gegendiagonalen in richtiger Weise angewendet zu sein. Bei späteren Brücken Burr's tritt der Bogen mehr hervor (A. B. 1851 Bl. 393). Am berühmtesten ist Burrs Delawarebrücke bei Trenton, 1804—1806 erbaut. (Coopers Abbildungen stimmen nicht ganz mit denen in A. B. 1839 Bl. 291 und 1851 S. 70 Bl. 387 überein.) Diese Brücke diente nach Culmann 40 Jahre dem Strassenverkehr, dann ohne weitere Verstärkung dem Eisenbahnverkehr. Nach Cooper ist sie 1832 und 1848 ausgebessert und 1875 durch Eisen ersetzt worden. Die Fahrbahn ist am Bogen aufgehängt, die Versteifungsstreben sind nicht so zahlreich wie an den sonstigen Brücken Burrs; Weiteres s. in Culmanns Bericht 1851. Ludwig Wernwag baute 1812 die Colossus-Brücke über den Schuylkill, ein flaches Bogenfachwerk von 104*m* Weite; die Gegendiagonalen sind doppelt, Holzstreben für Druck, Eisenstangen für Zug. 1838 verbrannte diese Brücke.

Die glänzendste Leistung im Bau hölzerner Sprengwerke war aber Brown's Cascadebrücke 1844? erbaut, ein 84*m* weites Bogenfachwerk mit Gegendiagonalen und oben liegender gut verstrebter Fahrbahn. (A. B. 1851 Bl. 395.) — Welch grosser Fortschritt von Palladios erstem Vorschlag bis zu dieser Brücke!

Ob die genannten Amerikaner ihre Brücken berechneten, bezw. mit welcher Genauigkeit dies geschah, geht aus den angegebenen Quellen nicht hervor. Culmanns Berechnung ist ja eine nachträgliche. Nach Cooper, a. a. O. S. 11, hätte keine Berechnung stattgefunden. Jedenfalls scheinen aber diese Ingenieure ein sehr feines Gefühl für die Kräftewirkungen gehabt zu haben. Die lange Dauer der meisten Brücken ist neben ihrer Bedeckung wohl hauptsächlich dem Umstand zuzuschreiben, dass bei denselben vermieden wurde, lange gestossene Hölzer stark auf Zug zu beanspruchen; denn Zugverbindungen sind ein schwacher Punkt aller älteren Anordnungen. Burr scheint gerade deshalb so fest auf seinen Bögen bestanden zu haben, deren Weglassen ihn sonst unmittelbar zum reinen Balkenfachwerk geführt hätte.

Die eisernen Sprengwerke lehnten sich zuerst ganz an die Steingewölbe (§ 2) oder an die hölzernen Bogenbrücken an; die älteste Bogenbrücke von Wilkinson & Darnley 1773 in Coalbrookdale aus gegossenen Ringstücken erbaut, erinnert an die Trajansbrücke; ebenso die Strigau-Brücke v. J. 1794. vgl. Hg. B. E. S. 94 und 99. Rondelet schlug, um den Mangel an Steifigkeit dieser älteren Brücken zu beseitigen, auf Bl. 157 und 158 seines Buches überall die Einfügung von Andreaskreuzen zwischen die parallelen Bogenrippen vor. Payne goss 1788 durchbrochene Eisenrahmen zu seinen Brücken; vgl. Anm. 21. Ueber Nash s. § 2. Dann folgen die Eisenröhren von Wiebeking 1805, Reichenbach 1809, Polonceau 1834. Polonceau's getheilte Röhren mit versetzten Stossfugen bringen die schon in Rd. bât. III S. 324 erwähnte Uebertragung der de l'Orme'schen Bögen auf eiserne Gussstücke zur grössten Vollendung. 1808 baute Bruyère

die erste schmiedeiserne Brücke bei St. Denis als reines Bogenfachwerk mit Gegenstreben; er soll sogar einen ähnlichen Entwurf für 130 *m* Spannweite geliefert haben Hg. B. E. S. 107. Doch blieb dieser Vorgang lange Zeit ohne Folgen. Nur Telford's Bonarbrücke 1812, sowie sein Entwurf für die Menaibrücke zeigen Bogenfachwerk; letztere ist zugleich dadurch erwähnenswerth, dass hier zum erstenmal die Aufstellung des Lehrbogens mittelst Drahtaufhängung vorkommt (vgl. Wiebeking Wasserbau Bl. 138). Navier's Mechanik der Baukunst 2te Aufl. giebt zwar die Abbildung solcher Bogenfachwerke, ohne sie jedoch als Fachwerke aufzufassen oder zu berechnen. Vielmehr betrachtete man in Europa bis in die 40er Jahre die Andreaskreuze lediglich als Aussteifungsmittel, das bei der Berechnung nicht weiter berücksichtigt wurde.

So finden wir denn zunächst meist gusseiserne vollwandige, röhrenförmige oder durchbrochene Bogen, bis 1853 Stehlin (A. B. 1855 S. 111) eine schmiedeiserne Blechbogenbrücke mit I Querschnitt entwarf, ein Gedanke, der bei der 31,5 *m* weiten Aarbrücke in Olten durch C. Etzel 1854 erstmals zur Ausführung kam. Fast gleichzeitig baute Oudry die 80 *m* weite Arcolebrücke in Paris, bei welcher neuerdings die schädliche Verankerung entfernt werden musste (Centr. Bvwltg. 1888 S. 116). 1856 folgte dann Maniel & Cezanne's Theissbrücke in Szegedin, das erste bekannte Bogenfachwerk mit geradem Obergurt, dem aber nach ann. d. p. et ch. 1859 I S. 342 mehrere Brücken Maniel's für die französ. Nordbahn vorhergingen; 1862 die Rheinbrücke bei Coblenz, von Hartwich und Sternberg als erster beabsichtigter F a c h w e r k s bogen mit 2 gekrümmten Gurten; vgl. übrigens Jos. Langer's Vorschlag A. B. 1859 Lit. Bl. S. 211. Rz. E. B. giebt

S. 262 ein Verzeichniss der älteren schmiedeisernen Bogenbrücken ohne Gelenke.

Um die früh schon bekannte Wärmeausdehnung des Eisens für die Bogenbrücken unschädlich zu machen, kam 1801 Robeson, der Lehrer John Rennie's, auf den Gedanken, im Bogenscheitel eine Art Gelenk in Form eines mittleren Schlussstücks aus Schmiedeisen mit gekrümmten Fugen von 8 bis 9 *m* Krümmungshalbmesser einzufügen (H. d. I. W. II, 4 S. 214). Doch scheint dieser Vorschlag keinen Anklang gefunden zu haben. R. Stephenson soll bei seinem Entwurf einer Bogenüberbrückung der Menaistrasse 1844 2 Kämpfergelenke vorgesehen haben (H. d. I. W. II, 4 S. 217). Erst 1858 folgt die Ausführung zweier Kämpfergelenke durch Couche, Mantion & Salle[22]) bei der Brücke von St. Denis, was bald allgemeinen Anklang[23]) fand, namentlich für grössere Spannweiten. Hartwich's oben erwähnte Rheinbrücke zeigt ein Bogenfachwerk mit 2 Kämpfergelenken. Eiffels Dourobrücke bei Oporto 1876 zeigt die erste Sichelform bei grossen Bogenfachwerken mit 2 Gelenken. Mantion schlug in annales d. ponts et chaussées 1860 II S. 220 auch noch ein Scheitelgelenk vor (s. Anm. 22). Zu gleicher Zeit schlug Köpke mit eingehenderer Begründung 3 Gelenke sowohl für Bogenspreng- als für -Hängwerke vor. H. Z. 1860 S. 346 und 1861 S. 231.

---

[22]) Die Berechnung von Mantion s. Ann. d. p. et ch. 1860 II, S. 161, wonach er auch schon an ein drittes Gelenk im Scheitel gedacht, es aber wegen mangelnder Constructionshöhe (?) nicht ausgeführt hat.

[23]) Nur Schmick (Rz. E. B. S. 264), Eads bei seiner berühmten Missisippibrücke 1874 und Culmann (R. I. Z. 1886 S. 24) verhielten sich ablehnend gegen Gelenke. Bei seinem Entwurf für eine Bosporusbrücke hat übrigens Eads einen Dreigelenkbogen gewählt A. B. 1878 S. 49.

Als erste Bauausführungen solcher Dreigelenkbrücken sind die Wienbrücke von Hermann 1864 und die Unterspreebrücke von Schwedler 1865 zu nennen. Weiteres bei Rz. E. B. S. 265.

Das Bogenfachwerk mit 3 Gelenken ist theoretisch das vollkommenste, weil statisch bestimmte[24]) Bogenfachwerk. Die Bedenken gegen dasselbe schwinden immer mehr; bei grossen Hallendächern ist dasselbe allgemein angenommen. Lauter hat bei dem Wettbewerb für die Donaubrücke bei Czernawoda mit seinem Entwurf eines Dreigelenkbogens von 195*m* Weite den ersten Preis erhalten (D. B. 1883 S. 584). Er wählte hiebei für die 2 Bogenstücke je ein sichelförmiges Fachwerk, nach der Druckflächenregel, die Föppl in seiner „Theorie des Fachwerks" 1880 S. 47 aufstellte[25]).

---

[24]) allerdings nur unter Voraussetzung der Möglichkeit reibungsloser Drehung in jenen 3 Gelenken, eine Voraussetzung, die um so weniger zutrifft, je grösser die Pressung auf jene Gelenke. Letztere wächst mit der Spannweite. An den von Fowler erbauten 2 Brücken der Severnthalbahn, welche (fast gleichzeitig mit obiger Brücke von Mantion & Salle) mit 2 Kämpfergelenken versehen wurden, sollen nach H. d. I. W. II, 4 S. 217 keine Drehbewegungen erkennbar sein. Gleiche Erfahrungen wurden auch an den Gelenkbolzen der Fachwerksbalken-Brücken gemacht; vgl. R. I. Z. 1889 S. 19. Bei reinen Fachwerksbögen kann man eigentlich nicht schlechtweg von 3 Gelenken sprechen, weil ja alle Knotenpunkte als Gelenke gedacht sind. Man könnte aber für die 3, hier in Rede stehenden, Gelenke die Bezeichnung „Nullgelenke" gebrauchen, um anzudeuten, dass in jenen Gelenken das Drehmoment der äusseren Kräfte gleich Null werden soll.

Wie gefährlich bei nur 2 (od. gar keinen) Nullgelenken das Ausweichen der Widerlager werden kann, zeigt Engesser H. Z. 1889 S. 737.

[25]) Föppl giebt S. 49 einige ältere Abhandlungen und Ausführungen für sichelförmige Bogenstücke an. Hinzuzufügen ist ein Vorschlag der Sichelform von Köpke (H. Z. 1860 S. 346). Nach Emy hatte das hölzerne Drehgerüst der Pantheon's Kuppel in Paris ebenfalls Sichelform vgl. Rbg. Bk. Bl. 151.

Häselers hübsche Fussgängerbrücke in Braunschweig zeigt die gleiche Form (H. Z. 1888 S. 153).

Ueber die Gelenkanordnungen giebt Backhaus Ausführliches in der Zeitschr. d. Vereins deutscher Ing. 1886 S. 763.

Geradlinige Sprengfachwerke für eiserne Hochbrücken[26]) sind von Max am Ende zur Ausführung gekommen, nämlich bei der Blauuw-Krantz-Brücke im Capland mit 70*m* Spannweite (Centralbl. d. Bauverwaltung 1884 S. 476) und den Fluthöffnungen der Matinabrücke in Costarica (Engineering 1880 I S. 24).

Köpkes Träger mit künstlich erzeugtem, sich gleichbleibendem, Horizontalschub [H. Z. 1865 S. 79 und Elbebrücke bei Riesa (Mitth. d. sächs. Ing.- u. Archit.-Vereins 1879 I S. 12)] gehören eigentlich nicht mehr zu den Spreng- bezw. Hängwerken, sondern zu den Fachwerksbalken; s. a. Föppl in D. B. 1875 S. 518 und Schnirch in Ö. Z. 1884 S. 184.

Nur kurz erwähnt seien noch: Gerwig's Rheinbrücke in Constanz (Klein's Sammlung), ferner Jos. Langer's

---

[26]) In neuerer Zeit verbreiten sich immer mehr in den Lehrbüchern über Brückenbau die 2 Bezeichnungen „Strombrücke“ und „Thalbrücke“ im Sinne von Flach- bezw. Hochbrücken. Ich möchte ein Wort zu Gunsten letzterer, viel mehr das Wesen der Sache treffenden Bezeichnungen einlegen; denn eine Brücke, die über einen Strom oder ein Thal führt, kann ja beidemal flach, oder hoch sein, je nach örtlichen Verhältnissen. Im Volksmund bezeichnet man schon lange diejenige Brücke, deren Fahrbahn hoch über dem Thalweg liegt, als „hohe Brücke“ (Highway-Bridge).

Die kleinsten Durchlässe werden in Norddeutschland jetzt meist als „Canäle“ oder „Rampencanäle“ bezeichnet (H. d. I. W. II, 1 S. 24), während sich in Süddeutschland noch heute das gute (althochdeutsche) Wort „Dole“ (althochdeutsch: dolâ) erhalten hat. Nur wird sein Sinn meist durch die falsche Schreibweise „Dohle“ (ahd.: tâhele) verdunkelt.

(A. B. 1859 Lit. S. 212) und Schmid's continuirliche Bögen, Wien 1878 [mit Müller-Breslau's Berechnung (Wochenbl. f. Archit. u. Ing. 1884 S. 463)], sowie Eads' Vorschläge zur Aufhebung des Horizontalschubs (H. d. I. W. II, 4 S. 223); endlich Föppl's Sechsgelenkträger und andere Vorschläge in seiner „Theorie des Fachwerks" 1888; s. a. Föppl's „Neue Trägersysteme für eiserne Brücken" 1878. Hieher gehören auch Föppl's Balkenbrücken mit einem schiefen Gleitlager.

Die genannten „continuirlichen Bögen" sind mehrfach überbestimmt, ebenso der hieher gehörige Träger von Scharowsky D. B. 1879 S. 371 Abb. 3; eine einfach überbestimmte Bogenbrücke dieser Art findet sich in Albany (New-York), vgl. Ztschr. d. Ver. dtsch. Ing. 1889 S. 1120. — Taf. XV, Abb. 14 zeigt einen statisch bestimmten Brückenträger dieser Art, der auch als Hallendach zu verwenden ist, wenn man das Mittelgelenk entsprechend höher legt.× Um bei grossen Spannweiten die langen Schrägstäbe zu vermeiden, kann man bei Abb. 14 eine ähnliche Umwandlung vornehmen, wie zwischen Abb. 20ª und 20ᵇ. Müller-Breslau giebt in Schweiz. Bztg. 1887 II S. 130 einen 3-Bogenträger, dessen äussere Kämpfergelenke fest, die 2 mittleren durch Pendelsäulen ersetzt sind. Statt letzterer kann man u. U. auch Gleitstützen wählen (vgl. a. Weyrauch, Theorie der stat. bestimmten Träger Abb. 16 und 276—279).

Die **Berechnung** der Sprengwerke war früher eine ziemlich mangelhafte; dies gilt besonders vom **geraden** Sprengwerk. Selbst für das einfache **Trapezsprengwerk**, das doch so häufig angewendet wird, kannte man bis zum Jahr 1876 noch keine genaue Berechnung. Die Anfänge dazu finden sich zwar in Naviers „Mechanik der Baukunst" 1826; später suchte

× s. a. Anm. 156.

man auch den Streckbalken als durchgehenden Träger zu berechnen, allein man vernachlässigte die durch das elastische Nachgeben der Streben bedingten Biegungen des Streckbalkens und die dadurch entstehenden Vermehrungen der Biegungsmomente, bis Fränkel in Civ.-Ing. 1876 dies berücksichtigte und an einem Zahlenbeispiel diesen Zuwachs = 67% der früheren Annahme fand. Schon 1872 hatte Fränkel das Dreiecksprengwerk in seinem Buche „Drehscheiben und Schiebebühnen" nach diesen Grundsätzen berechnet.

Beim Erscheinen der Arbeit von Fränkel sollen Holzhey's und Mélan's diesbezügliche Arbeiten (Ö. Z. 1876 S. 233) schon im Druck sich befunden haben. Mélan behandelt auch mehrfache Sprengwerke, sich dabei auf Winklers mehrjährige Andeutungen in seinen Vorträgen über diesen Gegenstand berufend. Steiner folgt unmittelbar nach Mélan (Ö. Z. 1876 S. 245). Föppl behandelte 1878 nur symmetrische Belastung in seinen „graphischen Lösungen technischer Aufgaben". Neuerdings hat Höch im Centralbl. d. Bauverwaltung 1888 S. 474 das trapezförmige Häng- und Sprengwerk behandelt. s. a. Winkler's Theorie der Brücken 3. Aufl. Bd. I S. 237 u. 262.

Bei der üblichen Rechnungsweise, wo der Streckbalken nicht als durchgehend angesehen und alle Hölzer so berechnet werden, wie wenn man es mit einem einfachen, vollbelasteten Fachwerk zu thun hätte, fallen die Spannungen in den Streben etwas zu gross, diejenigen im Streckbalken aber viel zu klein aus. Man muss daher zu den auf diese Art berechneten grössten Biegungsmomenten der Streckbalkentheile 20—90% zuschlagen, je nach der Stärke, Anzahl und Neigung der Streben und der hievon, sowie von den Baustoffen und den Stossverbindungen abhängigen Einsenkungsgrösse.

Die strengere Berechnung der Bogensprengwerke geht von Navier aus (1826). Ihm folgten Ardant 1847, Bresse 1848, Winkler 1856, Fabré 1859, Mantion 1860; Sternberg behandelte 1861 erstmals das Bogenfachwerk mit 2 Kämpfergelenken; Köpke schon H. Z. 1860 das Bogenfachwerk mit 3 Gelenken. Die zahlreichen weiteren Arbeiten können hier nicht alle angeführt werden; sie sind in H. d. I. W. II, 4 S. 141—144 ziemlich vollzählig aufgeführt. Hier sei nur hervorgehoben Fränkel's Einführung der Kämpferdrucklinie Civ.-Ing. 1867 S. 57, Winkler's Theorie der Elasticität und Festigkeit 1867, dann Mohr's bahnbrechende Arbeit H. Z. 1874 S. 223, worin zum erstenmal das Princip der virtuellen Verrückungen zur Berechnung der Fachwerke benutzt wird; vgl. R. I. Z. 1886 Nr. 23, wo auch das Princip der kleinsten Formänderungsarbeit (von Castigliano und Fränkel) besprochen ist. Engesser hat in H. Z. 1889 S. 734 das letztere Princip verallgemeinert zum „Satz von der kleinsten Ergänzungsarbeit“; auch Knoll's allgemeine Theorie der Formänderung des Fachwerks A. B. 1875 S. 54 ist hier zu nennen. Der Satz von der Gegenseitigkeit der Verrückungen wurde verallgemeinert durch Rob. Land im W. f. B.-G. 1887 S. 14 und Schw. Bztg. 1888 II S. 66; ferner ist Müller-Breslau's Arbeit im Centr. Bvw. 1889 Nr. 49a hier zu erwähnen. Die Berechnung eines Bogenfachwerks mit radialen Fahrbahnständern, auf dessen Unterschied gegenüber lothrechten Ständern schon Navier in seiner Baumechanik hingewiesen hatte, wurde ausgeführt durch G. Mantel in Schw. Bztg. 1888 II S. 157.

Da die Hängebrücken mit Verankerung als umgekehrte Bogenbrücken zu betrachten sind, so behandelt Mélan in H. d. I. W. II, 4 Cap. XII beide Trägerarten gemeinsam und sehr ausführlich.

Bei statisch unbestimmten Bogensprengwerken ist die genaue Berechnung sehr zeitraubend; auch erfordert dieselbe eine vorläufige Näherungsrechnung zur ungefähren Bestimmung der Stabquerschnitte. Dabei ist es sehr wichtig, dass diese Querschnitte nachträglich keine starken Veränderungen mehr erleiden, da sonst die ganze Rechnung wiederholt werden müsste. Ein zweckmässiges Näherungsverfahren, das unter Umständen auch als endgiltige Rechnung für manche Fälle genügend genau ist, giebt Müller-Breslau in H. Z. 1884 H. 8: „Vereinfachung der Theorie der statisch unbestimmten Bogenträger“ (auch in Sonderabdruck erschienen). Die Culmannsche graphische Berechnung von W. Ritter: „Der elastische Bogen“ 1886 ist schon R. I. Z. 1886 S. 24 hervorgehoben.

Sehr viel einfacher wird natürlich die Berechnung des Bogens mit 3 Gelenken, der statisch bestimmt erscheint, sobald man die Reibung in den 3 Gelenken vernachlässigt, vgl. Anmkg. 24. Mit dieser Annahme ist die Berechnung in allen Büchern über Baustatik durchgeführt.

Ueber die Berechnung von einfachen[27]) Bogenfachwerken mit mehr als 4 Stützbedingnngen s. R. I. Z. 1889 S. 79 u. 88.

Im Vorstehenden sind nur die ebenen Sprengwerke behandelt. Der Raum fehlt, um auf die räumlichen Sprengwerke, insbesondere die Kuppeldächer einzugehen. Doch möge hier wenigstens erwähnt werden, dass die erste brauchbare Berechnung der Kuppeldächer von Schwedler stammt; Z. f. Bw. 1866 S. 10; 1878 in 2ter Auflage erschienen. Eine graphische Behandlung von Föppl s. Schweiz. Bauztg. 1882 II. S. 135 und 1888 II S. 115.

§ 4. Das Hängwerk.

Nach unserem Sprachgebrauch umfasst das Wort „Hängwerk“ 3 wesentlich verschiedene Arten von Spannwerken, nämlich 1) solche, bei denen der tragende Theil selbst aufgehängt ist; 2) solche, bei denen nur die Fahrbahn an dem tragenden Theil aufgehängt ist; 3) Sprengwerke, deren Horizontalschub durch eine Zange aufgehoben wird, welch letztere — mit „Fahrbahn unten“ — bei Brücken auch die Fahrbahn trägt und durch Hängesäulen mit den oberen Sprengwerksknotenpunkten verbunden ist.

Streng genommen kann nur die erste Art dieser Spannwerke als volles Hängwerk gelten; wir wollen sie im Folgenden als das eigentliche Hängwerk bezeichnen; bei der zweiten Art ist nur die Fahrbahn selbst aufgehängt, der tragende Theil ist ein Sprengwerk. Da die Lage der Fahrbahn für unsere Betrachtung unwesentlich ist, so rechnen wir diese zweite Art von Spannwerken zu den Sprengwerken und haben sie dort schon besprochen (vgl. die römische Brücke bei Mainz in Anm. 10, sowie Burr's Trentonbrücke). Bei der dritten Art endlich kann von einem Hängwerk eigentlich gar keine Rede mehr sein; wir haben es vielmehr mit einem Balkenstabwerk[27]) zu thun, das

---

[27]) Unter Stabwerk verstehen wir eine beliebige Verbindung von Stäben zu einem Spannwerk. Das Stabwerk geht über in ein Fachwerk, wenn die Stäbe derart mit einander verbunden sind, dass sie lediglich Zug- oder Druckspannungen (nicht aber Biegungs- und Scheerspannungen) erleiden, falls die äusseren Kräfte nur an den Knotenpunkten wirken und reibungslose Gelenke vorausgesetzt werden; vgl. § 7. Wenn einzelne Stäbe des Fachwerks unmittelbar von äusseren Kräften angegriffen und auf Biegung beansprucht werden, so möge das betreffende Fachwerk als ein unreines bezeichnet werden.

frei auf den Stützen aufliegt und nur dreier Stützbedingungen bedarf, um standfest zu sein. Wir wollen dieses Balkenstabwerk als uneigentliches Hängwerk bezeichnen; aus ihm entwickelte sich im Lauf der Zeit das reine Balkenfachwerk.

A) Das eigentliche Hängwerk.

Dasselbe findet fast ausschliesslich im Brückenbau Anwendung. Ausnahmsweise wurde es von Hittorf auch einmal für einen Dachstuhl verwerthet (vgl. Romberg Bk. Bl. 71 S. 313). Weiteres A. B. 1843 S. 389.

Die älteste Form des Hängwerks bestand wohl darin, dass ein Seil (oder 2 Seile über einander) an 2 Bäumen, die an den Rändern eines Baches oder einer Schlucht standen, aufgehängt wurde; man konnte dann an diesen Seilen hinüberklettern. Allmälig machte sich das Bedürfniss nach einem bequemeren Uebergang geltend; es entstand die Hängematte; später das Belegen mehrerer Seile neben einander durch quer drüber gelegte Bambusrohre, wie es Alex. v. Humboldt in Amerika vorfand. Auch die Beförderung in einem Tragkorb, der an dem Tragseil aufgehängt war und durch sein Eigengewicht an dem Tragseil entlang rutschte, oder mittelst eines Zugseils herüber und hinüber gezogen wurde, ist schon alt. Die südamerikanische „Tarabita“ bildet den Vorläufer unserer Drahtseilbahnen; vgl. die Abbildungen in Hirths Atlas zur Völkerkunde Bl. 138 Fig. i; weitere Abbildungen solcher uralten Formen des Hängwerks s. in Naviers berühmtem Mémoire sur les ponts suspendus Bl. I (s. a. § 1 und Abb. 1).

Unter einem einfachen r-Stütz-Fachwerk soll nach S. 86 dieses Jahrgangs unserer Zeitschrift ein statisch bestimmtes Fachwerk mit r Stützbedingungen verstanden werden.

Die Griechen und Römer scheinen sich der Seilbrücken nicht bedient zu haben; bei der ausgebildeten Anwendung von Schiffbrücken, für welche die römischen Heere Schiffe auf Wagen mit sich führten, war wohl kein Bedürfniss nach Seilbrücken vorhanden. Eine ausführliche Aufzählung der aufgefundenen Nachrichten über ältere Seilbrücken nebst Quellenangabe giebt Malberg in Z. f. Bw. 1857 S. 226, die nur dahin zu ergänzen ist, dass nach Rz. E. B. S. 433 schon zur Zeit der Han-Dynastie (206—263 n. Chr.) Seilbrücken in China vorhanden waren, ja dass man die Erfindung derselben in jene Zeit verlegt (?). Jedenfalls haben die Chinesen schon sehr früh an ihren Hauptseilen eine bequeme ebene Fahrbahn aus Bambusrohr angehängt, die auch durch Reiter und Fuhrwerke benutzt werden konnte. Die Erfindung der ersten eisernen Kettenbrücken wird gleichfalls den Chinesen zugeschrieben, was noch der Aufklärung bedarf. In Europa sind eiserne Kettenbrücken im 16. Jahrhundert schon mehrfach angewendet, namentlich im Bergbau und zu Kriegsbrücken. Der Dalmatiner Faust Verantio hat 1625 ein Buch über Kettenbrücken geschrieben, in welchem er dieselben auch zu dauernden Brücken anzuwenden empfiehlt, ohne, scheint es, viel Anklang gefunden zu haben. Nach Hg. B. E. S. 170 wollte Verantio seine Fahrbahn mittelst Rollen und Flaschenzügen an dem Tragseil aufhängen, während nach Libri's „Histoire des sc. mathém. IV S. 48 u. 322 Verantio 5 verschiedene Arten von Hängebrücken mit 5 verschiedenen Baustoffen beschrieben hat, darunter eine Kettenbrücke mit Thurmpfeilern, welche sich wenig von den ältesten Kettenbrücken unseres Jahrhunderts unterschied. Navier giebt a. a. O. eine Abbildung aus Verantio's Buch, die eine fahrbare Kriegsbrücke darstellt. Es wäre übrigens

noch zu untersuchen, ob nicht die erste Anwendung eiserner Kettenbrücken von Leonardo da Vinci herrührt[28]). In seinem berühmten Briefe an Herzog L. M. Sforza (etwa aus dem Jahr 1483?) macht er sich anheischig, „sehr leichte Brücken zu bauen, welche man rasch auf- und abschlagen und mit sich führen könne; sie seien sicher gegen Feuer und Wasser“; vgl. Grothe: L. d. V. als Ingenieur und Philosoph S. 64. Da man zu jener Zeit das Eisen nicht in grossen Stücken herstellen konnte[29]), so dürfen wir bei diesem Briefe kaum an Fachwerksbrücken aus Gelenkstäben denken, wie sie heute als tragbare Kriegsbrücken benutzt werden; vielmehr war wohl damals die eiserne Kette der einzige unverbrennliche Baustoff, welche zu diesem Zwecke sich eignete; die Benutzung der Kette als Hängebrücke ist aber einem so wunderbar vielseitigen Geiste wie dem Leonardo's wohl zuzutrauen, um so mehr, als er sich nach Grothe (a. a. O. S. 87) eingehend mit der Herstellung von Gelenkketten beschäftigte. Ob sich wohl in seinem handschriftlichen Nachlass hierüber etwas Genaueres finden liesse? Jedenfalls tauchen seit Leonardo ab und zu Nachrichten von Hängebrücken in Europa auf; sie erfreuten sich aber keiner grossen Beliebtheit, weil die Fahrbahn zu schwankend war.

Eine Verbesserung in der Anordnung der Fahrbahn erfand 1796 der Amerikaner Finlay, nach dessen Patent v. J. 1801 die Aufhäng- und Rückhaltketten

---

28) Auch wäre noch zu untersuchen, ob nicht Marco Polo, der 1295 von seiner berühmten Reise nach China zurückkehrte, schon Kunde von chinesischen Hängebrücken gebracht hat Die betr. Quellen sind mir nicht zugänglich.

29) Vgl. Mehrtens Eisen und Eisenconstructionen S. 11, 12 u. S. 24 ff.

fortan aus einem Stück hergestellt wurden. Seine Brücken fanden ihrer Leichtigkeit und Billigkeit halber in Amerika rasch Eingang; 1808 sollen bereits deren 40 bestanden haben. Th. Burr mag 1808 hiedurch zum Bau einer hölzernen Hängebrücke (aus Bohlenbögen, ähnlich den de l'Orme'schen zusammengenagelt) angeregt worden sein. Nach T. A. 1889 II Bl. 8 S. 7 ist auf Taf. XV Abb. 2 eine Ansicht der Mohawk-Brücke wiedergegeben, welche aus 4 Oeffnungen von 46 bis 58 *m* Weite bestand und 20 Jahre lang Dienste gethan haben soll. Nach dieser Zeit fand man nöthig, sie durch Mitteljoche zu verstärken, weil die Bögen zu stark sackten. Doch soll dann diese merkwürdige Brücke noch bis z. J. 1873 im Gebrauch gewesen sein.

Im Jahr 1815 kamen statt der eisernen Ketten die Drahtseilhängebrücken in Amerika in Aufnahme [vgl. Orthey: Zur Geschichte der Hängebrücken (Ztschr. d. Vereins deutscher Ing. 1885 S. 420)], nachdem Telford schon 1814 seine Drahtseilbrücke über den Mersey bei Runkorn entworfen hatte; doch wurde der Bau verschoben; dagegen entstanden von 1816 ab zahlreiche Drahtseil- und Kettenbrücken in England und seit 1821 auch in Frankreich. Navier wurde 1821 nach England gesandt, um die dortigen Hängebrücken zu studiren; als Frucht zweier Reisen dahin entstand 1823 sein berühmtes „Mémoire sur les ponts suspendus“, welches neben einer ausführlichen geschichtlichen Schilderung der Bauten von Telford u. A. auch die erste gründliche Theorie der Hängebrücken und den Entwurf zur Invalidenbrücke in Paris enthält. (Ueber die Leidensgeschichte dieser Brücke s. Z. f. Bw. 1859 S. 404 und 547.)

Ueber die weitere Verbreitung der Hängebrücken sei verwiesen auf Rz. E. B. S. 435; auch Z. f. Bw.

1859 S. 397, wo die von de Traitteur 1824 erbauten Petersburger Kettenbrücken beschrieben sind[30]), ebenso der nicht ausgeführte Entwurf von Bazaine, Clapeyron und Lamé für eine 311 *m* weite Kettenbrücke in Petersburg.

Den Mängeln, welche den älteren Kettenbrücken anhafteten, suchte man durch Versteifungen theils der Fahrbahn, theils der Kette abzuhelfen. Telford hat (nach Navier Taf. I) bei seinem ersten Entwurf zur Menaibrücke Andreaskreuze sowohl zwischen den beiden Ketten, als auch zwischen den Geländerbalken entworfen; doch scheinen nur die letzteren zur Ausführung gekommen zu sein, während man sich längere Zeit hindurch begnügte (bei mehreren Ketten, oder Seilen, übereinander), die Hängeeisen für die Fahrbahn abwechselnd an einer Tragkette um die andere aufzuhängen. 1836 führte Wendelstadt für seine beiden Tragketten den Dreiecksverband ein und schuf somit das erste Hängefachwerk, das so steif war[31]), dass es von Schnirch 1859 zum erstenmal in Deutschland (Donaucanalbrücke in Wien) für eine Eisenbahnbrücke angewendet werden konnte[32]), die 1884 abgetragen werden musste (Ö. W.

[30]) Ueber die Kiewer Kettenbrücke s. A. B. 1850 Not. S. 281; die Bewährung des dortigen Ketteneisens schildert Belelubsky in R. I. Z. 1889 S. 97.

[31]) Die Mannheimer Kettenbrücke, 1842 von Wendelstadt erbaut, war 1887 noch in gutem Zustand, musste aber wegen der Stadterweiterung durch einen Neubau ersetzt werden, was Anlass zu einem, in der Geschichte des Brückenbaus wichtigen, Wettbewerb gab; vgl. unten.

[32]) Man fürchtete in Deutschland lange, dass die Schwankungen der Fahrbahn Entgleisungen herbeiführen könnten. Schwedlers Entwurf zur Kölner Rheinbrücke erhielt zwar 1850 den ersten Preis, wurde aber nicht ausgeführt (vgl. Z. f. Bw. 1851 S. 138 u. Bl. 22). Culmann spricht sich in A. B. 1852 S. 214 sehr bitter über die herrschenden Vorurtheile aus (vgl. a. Ö. Z. 1859—1866).

1886 S. 273). Da jedoch eine gleichmässige Anspannung mehrerer Ketten sehr schwierig auszuführen war, griff Barlow 1862 bei der Lambethbrücke in London erstmals zum Hängefachwerk mit geradem Untergurt und flachen Andreaskreuzen. Schon vorher hat übrigens Köpke H. Z. 1860 S. 346 und 1861 S. 261, sowie Schwedler Z. f. Bw. 1861 S. 74 das Bogenhängwerk mit 3 Gelenken als statisch bestimmtes Fachwerk in Vorschlag gebracht und seine Berechnung gezeigt. Doch folgte erst 1869 die Ausführung dieser Vorschläge durch Schmick beim Frankfurter Kettensteg; noch heute giebt es nur wenige andere Dreigelenk-Hängwerke; hervorragend darunter ist die 1875 von Hemberle erbaute Monongahela-Brücke bei Pittsburg mit 243,8*m* Weite. Langer's Vorschläge s. Ö. Z. 1860 S. 194 und 1864 S. 224.

Die meisten Ingenieure suchten durch Vermehrung der Steifigkeit der Fahrbahnträger die Mängel der Hängebrücken zu beseitigen. A. Stevenson hat bei einem Entwurf die steife Fahrbahn oben auf die Kette gestellt, so dass die Brücke wie ein Fischbauchträger aussieht (vgl. Navier a. a. O. Taf. I). Sonst wird stets die Fahrbahn unten angehängt. — Während sich nun Chaley zur Versteifung der Freiburger Drahtseilbrücke 1832 noch mit einem kräftigen Geländer aus eisernen Hängesäulen sowie hölzernen Gurten und Andreaskreuzen begnügte[33]), hat der (ehemalige preussische)

[33]) Dieses Geländer macht beinahe den Eindruck eines Howeschen Fachwerksträgers. Vielleicht mag Howe auch hierdurch zu seiner Anordnung angeregt worden sein; doch hat wohl Chaley diese Auffassung von seinem Geländer nicht gehabt; es war auch für die grosse Spannweite von 246*m* zu schwach. Uebrigens hat schon i. J. 1811 der englische Major John By einen selbstständigen hölzernen Fachwerksbalken mit Hängeeisen entworfen, der

Baumeister J. A. **Röbling** bei seiner berühmten Niagarabrücke 1851 ein vollständiges Howesches Fachwerk an die Tragseile gehängt und dadurch vortreffliche Steifigkeit erzielt; diese Brücke diente nicht nur dem Strassenverkehr, sondern war gleichzeitig auch die erste Drahtseilbrücke für ein Eisenbahngeleise (vollendet 1855).

Die schädlichen Schwingungen der Hängebrücken suchte Röbling theils durch Anlegen von Verankerungstauen, theils dadurch zu verringern, dass er die Fahrbahn nicht blos am Tragseil aufhängte, sondern auch noch eine Schaar von Schrägtauen von den Spitzen der Thurmpfeiler nach dem Fahrbahnträger zog. Letzteres Mittel hat Röbling auch für seine sonstigen grossen Hängebrücken angewendet, deren bedeutendste, die East-River-Brücke in New-York, 486*m* Lichtweite hat; der Bau wurde nach seinem Tode (Nachruf s. D. B. 1869 S. 293) durch seinen Sohn Washington Röbling zu Ende geführt. Ueber die Baugeschichte dieser zweitgrössten Brücke der Welt[34]) s. D. B. 1883 S. 547.

Röblings Schrägtaue verhindern übrigens eine genauere Berechnung der Brücken; sie werden daher

---

Chaley's Geländer übertrifft. Es ist dies wohl das älteste, aus dem **Balkenprincip** entstandene Fachwerk, vgl. § 5. Ob Howe von By's Anordnung Kenntniss hatte, ist fraglich (Ö. Z. 1855 S. 275).

[34]) Sie wird von der im Bau begriffenen Forthbrücke, einem Kragwerk mit Lichtweiten von 519*m* überboten. Der ehemalige Wiener Ing. G. Lindenthal ist für seine Hudsonbrücke mit 869*m* Lichtweite (vgl. oben) wieder zum Hängwerk zurückgekehrt; sein Entwurf scheint sehr eingehend bearbeitet zu sein (vgl. die mir unzugänglichen „Engineering News“ 1888). Von weiteren Entwürfen für sehr grosse Spannweiten sei erwähnt Barlow's Hängebrücke, 915*m* weit (A. B. 1861 S. 136), und Giambastini's Bogenbrücke bei Messina mit Spannweiten von 1000*m* (Centr. Bvw. 1884 S. 304, auch 1883 S. 205), wornach schon 1868 Cottrau eine Bogenbrücke mit Lichtweiten von 800*m* entworfen hat.

neuerdings meist weggelassen, während im Uebrigen seine Anordnungen mustergiltig sind und von Manchen auch für die neuesten Brücken empfohlen werden; vgl. z. B. Schwend: Hängebrücken, Leipzig 1887.

Ueberhaupt werden gegenwärtig die Drahtseilbrücken wieder bevorzugt; für Fussstege sind sie auch zweifellos eine der billigsten Anlagen bei grösseren Spannweiten; vgl. Riese: Ingenieurbauten der Schweiz S. 120 und Schweiz. Bauztg. 1888 I S. 69. Bemerkenswerth ist auch die Verbindung von Drahtseil- und Schiffsbrücke durch E. Mohr (Centralbl. d. Bauverw. 1883 S. 131).

Auch Lindenthal wählt zu seinem Riesenentwurf für die Hudsonbrücke bei New-York mit 869*m* Spannweite Stahldrahtkabel, die er, wie Jos. Langer (A. B. 1859 Lit. S. 211), durch doppeltes Strebenwerk versteift; Centr. Bvw. 1888 S. 127 (Anm. 34). Da Draht eine höhere Festigkeit zeigt, als Walzeisen, so wird gerade für sehr grosse Spannweiten die Drahtseilbrücke für die am ehesten ausführbare gehalten. Gelenke im Hängebogen sind für so starke Spannungen schwierig herzustellen. Dagegen hat Schwarz in seinen (ungedruckten) Vorlesungen v. J. 1860 vorgeschlagen, den Versteifungsbalken in 2, in der Mitte durch 1 Gelenk verbundene Träger zu theilen.

Im Uebrigen aber ist die statisch bestimmte Dreigelenk-Kettenbrücke von Köpke als zweckmässigste Form für Hängebrücken zu bezeichnen. Köpke hat neuerdings in H. Z. 1888 S. 29 verschiedene Verbesserungsvorschläge gemacht, um die Vorurtheile gegen diese Dreigelenkbrücken zu beseitigen. Abb. 20[a] zeigt seine Anordnungen, wobei die Möglichkeit gegeben ist, 1) mehrere Vollbögen neben einander anzuordnen; 2) die Thurmpfeiler durch einfache niedrige Pfeiler mit Rollen-

lagern zu ersetzen; 3) das Zusammenführen des Bogens mit dem Untergurt im Mittelgelenk zu erzielen; 4) die Verankerung vollständig zugänglich zu machen. Der erste Stab des Untergurts der Seitenöffnung (nächst der Mittelstütze) ist mit länglichen Bolzenlöchern einzusetzen, wenn statische Bestimmtheit erzielt werden soll. Da bei grossen Spannweiten die Streben sehr lange würden, hat Köpke statt des einfachen Ständerfachwerks (Abb. 20^{a}) ein doppeltes Strebenwerk mit einem mittleren Versteifungsstabe (durch die Kreuzungspunkte der Streben) vorgeschlagen. Statt dessen könnte man auch die Anordnung Abb. 20^{b} wählen, welche gleichfalls ein ein einfaches 9-Stützfachwerk darstellt. Die beiden Seitenöffnungen dürfen mit den mittleren nur in den oberen Spitzen der Stützenständer verbunden sein, was in der kleinen Abb. 20^{b} dadurch zum Ausdruck gebracht ist, dass neben dem kräftigen Ständerstab ein leichterer Schrägstab von der Spitze ausgeht, der in Wirklichkeit durch den kräftigen Ständer verdeckt werden kann. Bei genügender Lichthöhe könnte das Parallelfachwerk der Fahrbahn auch ganz unterhalb des Mittelgelenkes gelegt werden. x Vergl. Anm. 172.

Hängwerke mit geradlinigen Tragseilen wurden schon zu Anfang dieses Jahrhunderts in England mit wenig Erfolg angewendet (vgl. Navier a. a. O. Taf. 1). Franz machte in Z. f. Bw. 1863 S. 660 einen neuen derartigen Vorschlag. Am bekanntesten ist das System Ordish-Lefeuvre durch die 1868 erbaute Moldaubrücke in Prag geworden. Doch sind auch die dortigen Erfahrungen keine günstigen; vgl. H. d. I. W. II, 4 S. 169. Man hat auch angefangen, die Rückhaltketten durch einen oberen steifen Gurtbalken zu ersetzen und ist dadurch in einen Uebergang zu den Parallelfachwerksträgern gerathen. Hieher gehört das System Bollman in Amerika

1852 (Z. f. Bw. 1853 S. 429) und die Augartenbrücke in Wien von Moreaux (A. B. 1881 S. 68). Die Wršowicer-Brücke von Jos. Langer (Techn. Blätter 1871 Bl. 13) zeigt äusserlich die Form einer Hängebrücke, ist aber in Wirklichkeit ein durchgehender Balkenträger; dasselbe gilt von Lauter's Entwurf zur Mannheimer Brücke (Centralbl. d. Bvw. 1887 S. 479), auf die wir später zurückkommen.

Die Verbindung eines steifen Bogensprengwerks mit einem schlaffen Bogenhängwerk wird von Mélan H. d. I. W. II, 4 S. 131 berechnet. Ob dasselbe je zur Ausführung kam, ist mir nicht bekannt[35]). Die folgenden 2 Beispiele besitzen eine Aussteifung zwischen beiden Bögen durch Andreaskreuze und gehen dann in Fachwerksbrücken über; es sind: 1) der sogen. Bogenkettenträger von Scharowsky (D. Bztg. 1879 S. 371 Fig. 1), ein dreifach überbestimmtes Sprengfachwerk (seine Fig. 2 ist ein durchgehender Bogenträger, der schon in § 3 (bei Abb. 14) besprochen wurde); 2) der Träger Patent Ruppert (Wien 1867), bei welchem sich der Häng- und der Sprengbogen durchkreuzen und an diesen Kreuzungsstellen starr mit einander vernietet sind, wodurch das Fachwerk (für wechselnde Belastungen) an dieser Stelle einen schwachen Punkt zeigt, den zu vermeiden (durch Anbringen von Gelenken an jenen Stellen) Ruppert vergeblich angerathen wurde (vgl. Ö. W. 1888 S. 64). Ueber Verbesserungen an Rupperts Brücke durch Feketehazy Ö. Z. 1871, S. 213.

35) 2 Entwürfe Brunels v. J. 1823 für die Ile de Bourbon (vgl. Navier a. a. O. Taf. VII) sehen äusserlich wie eine Verbindung von Bogenhäng- und -Sprengwerk aus. In Wirklichkeit ist aber der untere Bogen nur ein schlaffes Seil, dessen Zweck lediglich darin besteht, die Brücken vor dem Abheben durch Wirbelstürme zu schützen. Dagegen erwähnt Rz. E. B. S. 449 den Pont du Collége.

s. Winkler, Gitterträger S. 22. Die mit Rupperts Entwurf verbundenen, nicht unbedenklichen, Biegungsspannungen in den Strompfeilern wären freilich auch durch diese Gelenke nicht vermieden worden, da Pendelpfeiler bei Ruppert's System nicht anwendbar wären. Die Pendelpfeiler, welche man früher manchmal bei gewöhnlichen Hängebrücken anwendete, um Biegungsspannungen in den Pfeilern zu vermeiden, haben sich wenig bewährt und sind z. B. in Frankreich durch das Arbeitsministerium verboten worden; Centralbl. d. Bvw. 1887 S. 171. Eine dritte Art der Vereinigung von Häng- und Sprengwerk, bei welcher der Hängebogen ganz unterhalb des Sprengbogens liegt und dessen Horizontalschub aufhebt, kann zu den gespreizten Balkenträgern gezählt werden (vgl. § 5).

Schliesslich kann noch Köpke's Balkenfachwerk mit, durch Gewichte erzeugten, gleichbleibenden Zugspannungen (H. Z. 1865 S. 82) zu den Fachwerkshängebrücken gerechnet werden. Eine Anwendung hat dieser Vorschlag bis jetzt nicht gefunden.

Die Berechnung der Bogenhängwerke hat so viel Verwandtes mit derjenigen der Bogensprengwerke, dass ihre Theorie häufig gemeinsam behandelt wird. Am ausführlichsten ist dies durch Mélan in H. d. I. W. II, 4 Cap. XV geschehen, auf welche Quelle hier verwiesen sei.

Das Hängfachwerk mit 3 Nullgelenken berechnet sich genau wie ein umgekehrtes Sprengfachwerk mit 3 Nullgelenken, worauf Köpke schon H. Z. 1860 S. 346 und 1861 S. 231 hinwies und die Berechnung zeigte. Schwedler folge in Z. f. Bw. 1861 S. 73.

Mit der Kettenlinie selbst beschäftigten sich die Mathematiker schon seit Galilei; Z. f. Bw. 1859 S 400; Euler ist besonders hervorzuheben. Die Anwendung

auf schlaffe Hängebrückenberechnung geschah aber erstmals eingehend durch Navier in seinem berühmten Mémoire sur les ponts suspendus 1823; weiter ausgeführt wurden seine Formeln[36]) von Leclerc und Noyon 1850. Ueber Gerstner's u. A. Kettenlinien vgl. Tellkampf: Theorie der Hängebrücken, Hannover1856 S. 33. (Telford baute seine berühmte Menaibrücke 1819 noch ohne Berechnung. D. B. 1889 S. 55.)

Am schwierigsten ist die genaue Berechnung der schlaffen Hängeseile mit Versteifungsbalken. Culmann, A. Ritter u. A. hatten mehr oder weniger zutreffende Voraussetzungen für ihre Berechnungen gemacht (vgl. W. Ritter's Arbeit in Z. f. Bw. 1877 S. 189, ergänzt in Schw. Bztg. 1883 I S. 6). Die erste befriedigende Lösung gab Müller-Breslau H. Z. 1881 S. 57 und 1883 S. 347. Schwend a. a. O. hat diese Lösung weiter ausgeführt. Vgl. auch Winkler's Theorie der Brücken 1886 Heft I S. 210 und Krohn's Beitrag in Z. d. Ver. deutscher Ing. 1886 S. 323.

Eine besondere Erwähnung verdienen endlich noch die Schwingungserscheinungen an unversteiften oder nur in der Fahrbahn versteiften Hängebrücken und die Mittel zu ihrer Abhilfe. Mit ihrer Berechnung beschäftigte sich Navier 1823, Schnirch 1832, Poncelet (mécanique industrielle) 1839, Carvallo 1852, Tellkampf 1856 und neuerdings Résal, Köpke, Steiner, Robinson, Weyrauch u. A. (auf Grund der theoretischen Arbeiten von Poisson, Sophie Germain, Bresse u. A. über die Schwingungen elastischer Stäbe). Weiteres s. bei Mélan H. d. I. W. II, 4 S. 152. Köpke kommt zu dem bemerkenswerthen Ergebniss, dass bei elastischen Fahr-

---

[36]) C.-D. P. II S. 500 hebt neben der Arbeit Navier's auch diejenige seines Schülers Jullien (in ann. d. p. et ch. 1837 I, S. 133) hervor.

bahnträgern die Schwingungsdauer einer Hängebrücke nur von der Grösse ihrer Durchbiegung in der Ruhelage abhängt, gleichgiltig von welcher Art und Grösse das Hängwerk ist. Auf Grund dessen hat Köpke D. B. 1885 S. 163 und 1886 S. 549 vorgeschlagen, durch Festhalten der Fahrbahn an 2—3 gleich weit entfernten Stellen Schwingungsknoten zu bilden, die auch gegen Querschwingungen durch Windstösse nützlich wären; doch ist dies nicht überall ausführbar. Die ältere Art der Verankerung mittelst Spannseilen vom Ufer aus hat sich nicht bewährt und ist verlassen; s. a. Anmkg. 35.

B) Das uneigentliche Hängwerk.

Das uneigentliche Hängwerk ist, wie schon in der Einleitung zu diesem § gesagt ist, ein Sprengwerk, dessen Horizontalschub durch einen Zugbalken oder eine Zugstange aufgehoben wird. Man erhält dadurch ein Balkenstabwerk, das frei auf den lothrechten Stützen aufruht und nur dreier Stützbedingungen, nämlich eines Gelenk- und eines Gleitlagers bedarf, um standfest zu sein; die gewöhnliche flache Auflagerung der hölzernen Dachstühle auf dem Gemäuer bedingt allerdings eine gewisse statische Unbestimmtheit, die namentlich bei manchen Pultdächern durch einen Seitenschub sich geltend macht. Doch wollen wir im Folgenden hierauf keine Rücksicht nehmen.

Das Bedürfniss nach einem solchen Stabwerk äusserte sich schon sehr früh bei den Satteldächern der Stein- und der Holzhäuser, wo es sich darum handelte, die stützenden Mauern vor Seitenschub durch die Dachsparren zu bewahren. Später erst stellte sich dieses Bedürfniss auch für die Widerlager der Brücken ein. Der hauptsächlichste Baustoff für diese Stabwerke

war das Holz. Stein und Bronce[37]) kommen nur vereinzelt vor. Eisenstäbe sind erst in unserem Jahrhundert zu Hilfe genommen worden; bis dahin finden wir das Eisen nur in kleinen Stücken in Form von Bändern, dünnen Stangen, Bolzen, Schrauben und Nägeln angewendet.

Die kleinste Sorte von solchen Hängwerken bildet das uralte einfache Dreiecksdach; dann kommt das Dreieck mit einer mittleren Hängesäule. Bei grösseren Spannweiten bedurften die Hauptstreben noch einer mittleren Stützung durch (vom Fuss der Hängesäule ausgehende) Streben (capreoli), denen vielleicht noch bei besonders grossen Dachweiten — oder bei Brücken, deren Fahrbahn auf dem unteren Zugbalken lagerte — die 2 seitlichen, (in Abb. 3 der Taf. XV punktirt gezeichneten) Nebenhängesäulen sich zugesellten. So wenigstens hat Barbaro im J. 1556 den Dachstuhl der Basilica des Vitruv aufgezeichnet. Palladio nimmt diese Anordnung in seinen 4 Büchern der Architectur als antike Regel an; es sind aber keine zuverlässigen Zeugen aus dem Alterthum bekannt, da eben alle alten Dachstühle verbrannten und Abbildungen derselben m. W. bis jetzt nicht entdeckt wurden. Nur so viel kann nach Vitruv, der ja keine Zeichnungen hinterlassen hat, geschlossen werden, dass die Römer regelmässig bei Tempeln das Pfettendach anwendeten, und dass sie die Gliederung in Dachbinder und Dachdecke streng durchführten, wie

---

37) Ueber steinerne Hängwerke s. § 1. Hier mag noch erwähnt sein, dass neuestens die Herstellung steinerner Hängwerke mit eisernen Zugbändern von v. Tiedemann in dem Aufsatz: „Der Mauerbogen als Dachbinder“ Centralbl. d. Bvw. 1887 S. 145 ihrer Feuersicherheit wegen in Steingebäuden empfohlen wird.

Die Vorhalle des Pantheon und die Basilica Ulpia sollen Broncedachstühle besessen haben (H. d. A. II, 2 S. 327).

sich das übrigens schon bei der Säulenstellung der griechischen und namentlich der etrurischen Tempel von selbst aufdrängte.

Ohne mich mit weiteren Vermuthungen über die Natur der antiken Dach- und Brückenhängwerke aufzuhalten[38]), sei hier nur festgestellt, dass die ältesten Formen dieser Hängwerke reine Fachwerke und zwar einfache Dreiecksverbindungen waren, dass sie aber im Lauf der Zeit in unbestimmte Spannwerke übergingen, sobald die Weite der Ueberdeckung[39]) und namentlich das, im Mittelalter bei den hohen steilen Dächern vorhandene, Bedürfniss nach Schaffung möglichst grosser freier Räume innerhalb des Dachstuhls die Verwendung der Grundform Abb.. 3 nicht mehr zuliess.

Schon bei den ältesten erhaltenen Basilikendächern treffen wir die Verbindung eines Dreiecks- und Trapez-Hängwerks als Dachbinder an; z. B. St. Paul ausserhalb der Mauer bei Rom (H. d. A. II, 2 S. 205), während andererseits mehrere prächtige Beispiele von der Grundform Abb. 3 (ohne die Nebenhängesäulen) vorhanden sind, unter denen namentlich Sa. Maria maggiore hervorzuheben ist; Gottgetreu: Bauconstructionslehre II Bl. 2.

Die Entwicklung der Dachstühle verlief durch das ganze Mittelalter, ja bis in unser Jahrhundert herein

[38]) Durm spricht in H. d. A. II, 2 S. 204 von den ägyptischen Stabconstructionen und giebt S. 205 die Abbildung eines Fachwerksrahmens, der reine Dreiecksgliederung zeigt. Vielleicht liessen sich aus den weiteren Abbildungen (die mir nicht zugänglich sind) Schlüsse auf das Verständniss der Alten für Fachwerke ziehen.

[39]) Die Ueberdeckungsweite allein hätte das Festhalten am Dreiecksverband nicht gehindert; es ist ja leicht ersichtlich, dass die Grundform Abb. 3 und die daraus entstandene Abb. 6a auf beliebige Spannweiten ausgedehnt werden kann.

so ziemlich ohne Fühlung mit den Hängebrücken, was eben mit dem oben genannten Bedürfniss nach freien Dachräumen zusammenhängt, — ein Bedürfniss, das bei den Brücken nicht vorhanden war. Wir wollen daher beide getrennt betrachten:

α. Bei den **Dachstühlen** hat man die jederzeit gekannte Regel, dass möglichst unverschiebliche Dreiecksverbindungen gebildet werden sollen, nicht so peinlich anwenden zu müssen geglaubt, weil ja die hinzukommende Dacheindeckung eine unverschiebliche Haut bildete. Doch treffen wir im Mittelalter noch vorwiegend Dreiecksverbindungen an, während der stehende Dachstuhl seltener vorkommt und die Gliederung in Haupt- und Nebengespärre zum Theil wieder verloren geht. Jedenfalls machen aber die meisten mittelalterlichen Dachgerüste einen leichteren und doch festeren Eindruck, als viele der späteren liegenden Dachstühle; bei manchem der letzteren ist die Steifigkeit trotz der grossen Holzmassen eine zweifelhafte. Das Uebereinanderthürmen mehrerer liegenden Pfettenstühle, das seit Mansart's Einführung gebrochener Dachflächen überhandnahm (um 1600), hat schon 1726 den scharfen Tadel L. Chr. Sturm's[14]) hervorgerufen. Sturm fordert wieder den Dreiecksverband (vgl. seine Taf. XI). Zu betonen ist aber, dass diese Forderung des Dreiecksverbandes damals keineswegs auf unser heutiges Fachwerk führte; vielmehr begnügte man sich, von Zeit zu Zeit durch Einziehen einer Strebe, — die inmitten eines Balkens endigte und letzteren auf Biegung beanspruchte —, die Knotenpunkte des Dachgerüstes zu entlasten und vor Verschiebungen zu schützen (Maulbronner Dach). Ein leitender Grundgedanke, der sich auf kleine und grosse Spannweiten ausdehnen liesse, ist aus den mittel-

alterlichen Dächern nicht herauszulesen; keines dieser Dächer hat als anerkanntes Muster für die nachfolgenden gedient, wie dies doch bei so reinen Aufgaben der Zimmerverbandlehre zu erwarten gewesen wäre.

Es scheint mir daher etwas übertrieben, wenn Moller den mittelalterlichen Dächern folgendes Loblied singt (Romberg Bk. S. 284): „Alle diese Dachstühle haben, so verschieden sie auch sind, doch ein gemeinschaftliches Princip. Die Hölzer sind verhältnissmässig leicht und da, wo sie sich kreuzen, an einander geknüpft; jedes Dachgebinde besteht auf diese Weise aus vielen kleinen, netzförmig verbundenen, sehr festen Dreiecken, welche zusammen ein einziges grosses und unverschiebliches Dreieck bilden[40]" u. s. w. So klar die Fassung dieses Satzes, so viel Phantasie gehört dazu, denselben aus den bekannten Dachstühlen des Mittelalters herauszulesen. Es ging hier Moller ähnlich wie mit seinem „Knotensystem", das seit dem Erscheinen von Moller's „Beiträgen zur Lehre der Constructionen" 1835 begeisterte Anhänger fand und durch manche hübsch aussehende Dachstühle bestach, von dem aber schon Romberg (Bk. S. 274) sagt, dass er ein klares System darin vergeblich gesucht habe[41].

So haben denn die meisten Dachstühle des Mittelalters und der Neuzeit eher zur Verdunkelung des ursprünglichen Fachwerksgedanken beigetragen, als zu dessen Entwicklung (vgl. Anm. 43).

Laves erkannte 1835, dass die Biegungsspannungen, welche durch die ausserhalb der Knotenpunkte angreifen-

---

40) Dies kann, Gelenkknoten vorausgesetzt, nur beim reinen Fachwerk zutreffen.

41) Dagegen seien an dieser Stelle Moller's Kuppeldächer rühmend hervorgehoben.

den Streben entstehen, jene Balken sehr ungleichmässig und ungünstig beanspruchen, daher sich immer einzelne schwache Stellen bei solchen Dächern zeigen; sein Verbesserungsvorschlag ging dahin, die Balken an solchen Stellen zu verstärken, indem sie als sogen. Lavesträger ausgebildet werden, die bald viel Anklang fanden; vgl. Breymann's Bauconstructionslehre und Romberg Bk. Bl. 54 und 55. Noch richtiger und sparsamer aber ist es offenbar, jene Biegungsspannungen ganz zu vermeiden, indem man die einzelnen Hölzer in Knotenpunkten endigen lässt; man gelangt dann zum reinen Fachwerksdachstuhl.

Man kann nun einwenden, dass solche Knotenpunktsbildungen in Holz viel schwieriger herzustellen sind als in Eisen, dass zudem an solchen Knotenpunkten das Holz leichter faule, als an andern Stellen und dass man diese Forderung bei hölzernen Dachstühlen nicht so streng einzuhalten brauche, weil in der Regel Ueberschuss an Festigkeit vorhanden ist. Allein Letzteres passt nur für kleinere Spannweiten, während es bei grossen Spannweiten nicht mehr zutrifft; gegen das Faulen aber kann man sich durch Anstreichen jener Stellen mit Carbolineum (vgl. R. I. Z. 1888 S. 169) leicht schützen. Zudem ist die Herstellung reiner Fachwerke in Holz — wenigstens seit Palladio — nicht mehr unbekannt. Freilich sind dann für einzelne Zugverbindungen eiserne Bänder nöthig und für Druckstäbe ist, wo Hirnholz auf Hirnholz trifft, Eisenblech dazwischen zu legen, was der alten Zimmermannsregel, möglichst wenig Eisen anzuwenden, widerspricht. Allein diese Regel, die zur Zeit des pons sublicius ganz berechtigt war, wird heute besser durch folgende ersetzt: „Für hölzerne Spannwerke sind stets die einfachsten, mit möglichst wenig Verschneidungen der Hölzer erreichbaren Verbindungen anzu-

wenden.“ Palladio theilt im 4. Buche seiner Architectur eine Zeichnung des Marstempels mit, für welchen er ein einfaches Fachwerk als Dachstuhl angegeben hat, das als Erweiterung von Abb. 3 anzusehen ist und das man aus Abb. 9ª erhält, wenn man die schräge Hauptstrebe bis zum Mittelloth verlängert. Es wäre auffallend, wenn diese Anordnung bei den flachen Dächern Italiens keine Nachahmung gefunden hätte; doch sind mir keine Nachrichten hierüber bekannt. Auch Rondelet scheint nichts darüber erfahren zu haben, denn er beklagt den bisherigen Mangel an geeigneten Formen für grössere Spannweiten und begrüsst mit besonderer Freude die hervorragende Leistung des Generals Bétancourt beim Bau des Moskauer Reithauses 1817. In der That ist hier ein Spannwerk von 49 *m* Weite rein in Holzfachwerk hergestellt, dessen Stabvertheilung in Abb. 4ᵇ wiedergegeben ist. — Die punktirten Stäbe wären überzählig und könnten wegbleiben[42]), wenn durchweg die Knotenpunktsverbindungen auf Zug- und Druckspannungen eingerichtet wären. Da aber meist stumpfe Stösse mit gusseisernen Schuhen und Zugbändern vorkommen, so sind wenigstens einige jener punktirten Stäbe nicht überflüssig. Immerhin erkennt man, dass es auch möglich gewesen wäre, grössere freie Räume innerhalb des Daches auszusparen. Bei der Eile, mit welcher der Entwurf und die Ausführung erfolgte, ist Bétancourt's Leistung doppelt anzuerkennen. Während der Probebelastungen des Daches ist der untere (verschränkte) Balken in der Mitte gerissen; er wurde dann durch Zugbänder und Klammern verstärkt. Rondelet

---

42) Statt eines Theiles der punktirten Stäbe könnten auch gewisse andere ausgeschlossen werden, ohne das Wesen des einfachen reinen Fachwerks zu ändern.

glaubte in Folge dessen in Abb. 4ª einen Verbesserungsvorschlag zu machen (Rd. bât. III S. 137 Bl. 114), der wegen der Schwierigkeit der Zugverbindungen für jene inneren Streben von zweifelhaftem Werthe erscheint; denn nur wenn diese Streben Zugspannungen erleiden, wird der untere Streckbalken entlastet. — Will man aber die Entlastung nach dem Vorschlag Rondelet's durch kräftige eiserne Zugbänder bewirken, mittelst deren die Hauptsparren durch die verschiedenen wagrechten Querbalken zusammengezogen werden sollen, so müssen jene langen Querbalken besonders feste Längsstösse erhalten oder besser aus ganzen Stücken bestehen; auch gelangt ihre Zugspannung erst dann zur Wirkung, wenn die Hauptsparren schon etwas auszuweichen beginnen, wodurch letztere stark auf Biegung beansprucht werden, was beides wenig günstig ist. Gottgetreu giebt auf Taf. 21 Bd. II nur den Rondelet-schen Vorschlag wieder, während in Romberg's Bk. Bl. 98 zwar Bétancourt's Zeichnung mitgetheilt ist, jedoch ohne dass die Bedeutung dieser Dachform eine eingehendere Würdigung gefunden hätte.

Immerhin tritt seit jener Zeit die Forderung nach unverschieblichen Dreiecksverbindungen immer stärker auf. Rondelet schlägt bei den gusseisernen Bogenbrücken überall Andreaskreuze als Füllungsglieder vor, wie schon S. 23 erwähnt; sie gewinnen auch bei Holzbogenbrücken immer mehr an Boden. Bei den geradlinigen hölzernen Hängebrücken waren Dreiecksverbindungen schon früher eingeführt (vgl. unten). Sganzin-Reibel sagt Bd. I S. 87: „Le canevas doit présenter autant que possible des figures triangulaires“[43]).

[43]) Die Forderung von Dreiecksverbänden war freilich gerade für Dachstühle, deren Bodenraum ausgenutzt werden sollte, äusserst unbequem und so ist die anfängliche beschränkte Auffassung des

Nach Romberg Bk. Taf. 70 hat Emy in seinem Werke über Zimmermannskunst 1825 zwei Dachstühle vorgeschlagen, bei welchen die Hauptsparren kurze Stiele tragen, die durch eiserne Zugstangen unter einander und mit der mittleren Hängesäule verbunden sind. Es fehlt also hier erstmals der wagrechte untere Zugbalken der älteren Hängedächer und tritt dafür die Anordnung eines Obergurts, Untergurts und Strebenwerks auf. Bezüglich der Stäbe- und Kräftevertheilung sind aber beide Entwürfe noch unbestimmt und etwas unklar. Wenn daher in Romberg's Bk. S. 308 gesagt wird, dass der erst 1839 bekannt gewordene Dachstuhl von Wiegmann bezw. Polonceau schon in Emy's Werk zu finden sei, so kann ich das, da mir jenes Werk nicht zugänglich ist, nicht näher untersuchen, möchte aber doch (und die Bemerkung in A. B. 1859 S. 303, γ bestärkt mich darin) mindestens ein Fragezeichen dazu machen; denn ein so ausserordentlich einfacher, auf verschiedene Spannweiten anwendbarer Gedanke wie derjenige Wiegmann's hätte doch wohl sofort grösseren Beifall gefunden, wäre auch so bekannt geworden, dass Polonceau oder die Redaction der Revue générale de l'architecture darum gewusst haben müsste und nicht die Erfindung für Polonceau beansprucht hätte. Anregung mögen allerdings Beide aus den 2 obengenannten unbestimmten Dachstühlen Emy's geschöpft haben. — Noch früher als Wiegmann's und Polonceau's sind aber einige andere einfache Fachwerke als gemischte Dachstühle aus Holz und Eisen in Anwendung gekommen, die wir hier einschalten müssen.

Fachwerks als einer Aneinanderreihung von Dreiecken der Einführung desselben zum Theil geradezu hinderlich gewesen. Heutzutage sind wir im Stande, reine Fachwerksdachstühle herzustellen, bei welchen (wenigstens für grössere Spannweiten) beliebig grosse Räume in der Mitte freigehalten werden können.

Nach A. B. 1838 sind in England die Dachformen 5, 6ª und 6ᵇ entstanden, deren Ursprungsjahr nicht angegeben ist, aber auch nicht weit zurückliegen kann.

Abb. 5 zeigt den Dachstuhl einer Halle im Hafen von Liverpool, bei welcher die Zugstäbe aus Eisen, die Druckstäbe aus Holz bestehen; in der That lassen sich die Eisenstangen hierbei sehr gut mit einander verbinden; die Spannungen werden aber sehr stark, weil der Winkel zwischen Hauptstrebe und unterer Zugstange sehr klein ist. Diese Form eignet sich daher nur für kleinere Spannweiten, erfordert starke Zugstangen und ist einer Erweiterung nicht gut fähig[44]); gerade letzteres ist aber eine hervorstechende Eigenschaft der nachstehend geschilderten Dachstühle. Abb. 5 fand später in Deutschland, namentlich bei württembergischen Bahnhofshallen, vielfache Anwendung; vielleicht ist dies der Grund, warum man ihr in vielen Lehrbüchern der Statik und der Bauconstructionslehre den unverdienten Namen des „deutschen Dachstuhls“ beilegt. Ganz in Holz ist dieser Dachstuhl wohl erstmals durch Eisenlohr (1840?) beim Heidelberger Bahnhof ausgeführt worden (vgl. Romberg Bk. Taf. 60).

Einen eigenthümlichen Eindruck macht es heute, wenn man den Dachstuhl des Magdalenenmarktes in Paris in den älteren Lehrbüchern als etwas so Neues und Gelungenes gerühmt findet. Es handelte sich dabei lediglich um eine Uebertragung des schon längst bekannten hölzernen Dachstuhls Abb. 3 in Eisen.

---

[44]) Das Beispiel in Breymann's Bauconstructionslehre 1858 Th. III Bl. 47 ist bei falschem Anziehen der Schrauben während der Aufstellung bedenklichen Anfangsspannungen ausgesetzt. Lässt man aber (wie Gottgetreu Bauconstr. L. II S. 232) die Hängeeisen weg, so schlagen sich die unteren Zugstangen bei grossen Spannweiten durch.

Bedenkt man aber, wie schwierig damals noch die Herstellung langer eiserner Druckstäbe erschien und wie dünn und leicht diese Eisenstäbe gegenüber den Holzsparren aussahen, so wird man das Aufsehen eher begreifen, welches dieser Dachstuhl erregte. Bald entwickelte sich aus Abb. 3 die Form Abb. 6^a, welche als die Urform des sogen. „englischen Dachstuhls“ anzusehen und für flache hölzerne Dachstühle mit Hängeeisen zu empfehlen ist; sie wurde zuerst (vielleicht früher als das Magdalenenmarktdach) an einem Maschinenhause der London-Birminghamer Bahn (von?) angewendet. Die Erweiterungsfähigkeit dieser Form liegt auf der Hand, hat sich aber nicht sofort vollzogen. Vielmehr zeigt die Abb. 6^b, dass zunächst die richtige Stabvertheilung noch nicht zum Durchbruch kam. Man klebte noch zu sehr an der Durchführung gerader Linien und dies führte zu der ganz unzweckmässigen Wahl eines langen Druckstabes in der geradlinigen Verlängerung des linkseitigen Zuggurts. Der Zeitpunkt ist mir nicht bekannt[45]), wann die — zuerst

---

[45]) Die Allgemeine Bauzeitung erscheint erst seit dem Jahr 1836 und hatte im Anfang noch nicht so ausgebreiteten Nachrichtendienst, wie später. Immerhin findet sich darin ziemlich Vieles; häufig fehlen aber die Namen der Baumeister und die Jahreszahlen. Auch ist leider das Gesammtinhaltsverzeichniss der ersten 50 Jahrgänge so unübersichtlich, dass sein Gebrauch sehr zeitraubend und daher unsicher wird. Die Revue générale de l'architecture ist mir nicht zugänglich und scheint auch in Deutschland wenig Leser gehabt zu haben. So kam es denn, dass man gerade über die Urheberschaft jener wichtigen Dachformen im Zweifel ist; man empfand dies bald sehr unangenehm und der österr. Ing.- u. Archit.-Verein erliess 1860 ein Preisausschreiben über die geschichtliche Darstellung der neuesten Dachstühle in Holz und Eisen (A. B. 1861 L. S. 23), das 7 Jahre lang wiederholt wurde, ohne eine befriedigende Bearbeitung zu finden, und dann wieder zurück-

bei den amerikanischen Trägern von Rider & Wipple erkennbare — Auffassung, dass man bei eisernen Spannwerken die Druckstreben möglichst kurz machen müsse, auch auf Dächer ausgedehnt wurde; sie führte dann schliesslich zu der Anordnung 8^b, bei welcher die Druckstäbe normal zum Untergurt (oder zum Obergurt) zu stehen kommen. In Breymann's Bauconstructionslehre v. J. 1858 findet sich hiefür noch kein Beispiel. Dieselben scheinen also ganz der neuesten Zeit anzugehören. — Es erscheint fraglich, ob irgend eines der vorgenannten Dächer genau berechnet wurde. Der Vorgang beim Dache der Magdalenenmarkthalle, wo ein und dieselbe Eisenstärke für verschiedene Bundweiten angewendet wurde, so dass die weiter gestellten Gespärre einknickten (A. B. 1840 S. 280), spricht nicht hiefür.

Im Jahr 1839 erschien eine kleine, aber zu wenig beachtete Schrift des Düsseldorfer Prof. Wiegmann: „Ueber die Construction von Kettenbrücken nach dem Dreieckssystem und deren Anwendung auf Dachverbindungen“, worin er die Dachformen 7^a und 8^a in Holz und Eisen angiebt und im Vorwort sagt, „dass dieser Aufsatz schon vor 3 Jahren geschrieben worden sei, er sich aber jetzt erst in Folge des immer empfindlicheren Mangels an starken Hölzern zur Veröffentlichung veranlasst fühle“. Sein Grundgedanke ist, „durch Abschliessung von Dreiecken eine Ebene so herzustellen, dass sie ohne vorhergegangene Zerreissung dieser sich nicht in sich selbst verschieben lässt. Dies erlaubt leichtere Hölzer anzuwenden, als sonst üblich;

---

gezogen wurde (Ö. Z. 1868 S. 118), was sehr zu bedauern ist. Je länger man mit dieser Untersuchung zögert, um so schwieriger wird man noch lebende Zeugen der Erstlinge jener Dachformen antreffen.

er gebe es aber für keine grosse Erfindung aus, da er nur ein bereits bekanntes und schon von Hübsch in der eisernen Dachverbindung seines Theaters dargelegtes Princip angewendet habe[46]." In dieser Schrift, welche in A. B. 1840 L. S. 291 kühl besprochen ist, scheint erstmals der klare Fachwerksgedanke zum Ausdruck gelangt zu sein. Wiegmann sagt zwar noch nicht ausdrücklich, dass die Hölzer nicht blos schwächer, sondern auch kürzer als früher, dass sie nämlich an den Knotenpunkten gestossen sein können; jedoch versucht er bereits am Beispiel des sogen. armirten Trägers eine Berechnung auf Grund des Gleichgewichts um die einzelnen Knotenpunkte herum; dies letztere ist aber das Durchschlagende für den Fachwerksgedanken, der mit keinen Biegungsspannungen zu rechnen braucht. Auch findet sich hier schon der Satz ausgesprochen, dass die Steifigkeit aufhört, wenn die drei Stäbe eines Dreiecks in eine Gerade fallen. Wiegmann fasst seine Vorschläge für Dach- und Brückenträger (auf letztere werden wir noch zu sprechen kommen) unter den Sammelnamen: „Spannwerke", der an sich vortrefflich, aber für diese besonderen Anordnungen zu allgemein ist und den ich mir daher auf sämmtliche zur Raumüberspannung dienende Tragwerke auszudehnen erlaubt habe. (In Basel soll der Ausdruck Spannwerk an Stelle von Sprengwerk üblich sein.) [s. a. Vorrede.]

Wiegmann scheint keine Gelegenheit zur Anwendung seiner Gedanken bei Bauausführungen gehabt

46) Es wird hiemit wohl der, mir unzugängliche, Entwurf von Hübsch zu einem Theater mit eiserner Dachrüstung, Frankfurt 1825, gemeint sein. Das 1851 für Carlsruhe entworfene Theaterdach von Hübsch (Breymann, Th. II. Bl. 29) gestattet aber keinen Schluss darauf, dass Hübsch das Fachwerksprincip so klar wie Wiegmann erkannt habe.

zu haben, giebt aber alle nöthigen Einzelheiten der Verbindungen an den Knotenpunkten an.

Fast zur selben Zeit erschien in der Revue générale de l'architecture[47]) ein Aufsatz von Camille Polonceau, worin derselbe sein in Abb. 7^b dargestelltes und beim Bau der Paris-Versailler Bahn erstmals zur Ausführung gebrachtes Dachgespärre mittheilt. Es ist nicht, wie Wiegmann später (A. B. 1842 S. 267) vermuthet, anzunehmen, dass Polonceau einfach von ihm abgeschrieben habe; es ist mehr als wahrscheinlich, dass beide gänzlich unabhängig von einander auf den gleichen Gedanken gekommen sind. Da aber Wiegmann's Gedanke allgemeiner ist (von Abb. 8^a verlautet bei Polonceau noch nichts), da er ferner bereits die Berechnung solcher Dächer versucht hat, wovon Polonceau (in A. B. 1840) nichts mittheilt, so scheint mir in den etwas hübscheren Eisenverbindungen, welche Polonceau nachträglich vorschlug, kein genügender Grund dafür zu liegen, dass gerade in manchen deutschen Lehrbüchern der Dachstuhl Abb. 7^a und 7^b als Polonceau-Dachstuhl und gar derjenige Abb. 8^a als grosser französischer Dachstuhl (auch „doppelter Polonceau-") bezeichnet wird. Falls obige Zweifel an Emy's Urheberschaft sich bestätigen, dürfte Abb. 7^b mit mindestens gleichem, Abb. 8^a aber mit grösserem Recht als „Wiegmann-Dachstuhl" zu bezeichnen sein. Hch. Schmidt hat diesen Dächern (für offene Hallen) noch Windstangen hinzugefügt (Ö. Z. 1877 S. 101).

---

47) In A. B. 1840 S. 273 ist eine Uebersetzung dieser Arbeit ohne Angabe der Jahreszahl ihres Erscheinens abgedruckt. Es wird vermuthet, dass der Jahrgang 1839 gemeint sei. Nach einer Redactionsbemerkung der A. B. ist jedenfalls Wiegmann's Schrift zuerst erschienen.

Damit sind wir bei den Fachwerksdächern angelangt, deren Entwicklung und Ausbildung fortan mit der Theorie des Fachwerks fortschreitet (vgl. § 7) und im Uebrigen nichts Besonderes bietet. Kurz erwähnt mögen hier noch sein die:

Hängedächer mit gekrümmten Linien. Sie spielten seit der Einführung der gekrümmten Holzbögen (vgl. § 3) eine grosse Rolle, indem man sehr häufig den Schub solcher Bogenspreugwerke durch waagrechte Zangen (Zuganker) aufhob. Ja wir finden sie sogar noch vor de l'Orme angewendet in Form von sogen. Bogensehnenträgern aus einem oberen gekrümmten (bezw. krumm gewachsenen) und einem unteren geraden Balken, beide durch Steifen und Bolzen fest mit einander verbunden. V.-D. A. VII S. 56 bringt die älteste mir bekannte Abbildung eines solchen Trägers, bei welchem aber die Holzsteifen fehlen und nur Schraubenbolzen angewendet sind, ein Beweis, dass die natürliche Krümmung des Holzes nicht nur nicht verstärkt, sondern eher noch durch die Schrauben verringert worden ist.

Wir kommen auf derartige Anordnungen bei Besprechung der gespreizten Balken zurück (vgl. § 5).

Bei grösseren Spannweiten werden Fachwerkträger (Sichelträger) vorgezogen, bei denen das einbeschriebene Sehnenvieleck an Stelle des Bogens tritt. Die Dächer mit gekrümmter Oberfläche haben ja, wie schon in § 3 erwähnt, seit Ardant's Versuchen 1847 ihre Beliebtheit verloren. Nur in 3 Fällen finden sie heute noch allgemeine Anwendung: 1) bei der sehr beliebten Ueberdeckung von Werkstattshallen mit gebogenem Wellblech, dessen Horizontalschub durch eiserne Querstangen aufgehoben wird (die erste Anwendung scheint aus London zu stammen, vgl. A. B. 1837 S. 429); 2) bei Bogenfachwerken, deren Ober-

gurtstäbe (jeder für sich) als Bogensehnenfachwerke ausgebildet sind, was zuerst Jos. Langer vorgeschlagen haben mag (Ö. Z. 1864 S. 227); 3) bei Kuppeldächern, wo die stetige Krümmung unbedingtes ästhetisches Erforderniss ist. Den früher üblichen störenden Einbau der eisernen Kuppeln, der bei Moller schon sehr verringert ist, hat Schwedler dadurch ganz beseitigt, dass er die einzelnen Bogenrippen in der Kuppelfläche durch Querringe und Andreaskreuze aussteifte, und dadurch den neueren Kuppeln ein sehr leichtes Aussehen verschaffte, ohne dass sie einen Schub auf die Mauerstützen ausüben; vgl. Z. f. Bw. 1866 S. 10 (oder 2te Aufl. des Sonderabdrucks 1877). Weiteres über Kuppeldächer und Zeltdächer s. in Heinzerling: Der Eisenhochbau der Gegenwart Abth. III.

Die Verbindung von Häng- und Sprengwerk bei Dachstühlen kommt fast so häufig wie bei Brücken vor, bietet aber nicht viel Besonderes. Hervorgehoben sei der hübsche Dreiecksverband beim Locomotivschuppen der Paris-Versailler Bahn (A. B. 1843 Bl. 566); zu bedauern ist nur, dass die Hauptstütze dieses Kragdaches stark auf Biegung beansprucht wird, weil die Sprengstrebe in ihrer Mitte angreift.

Ueber die Dachformen von Jos. Langer konnte ich bis jetzt, da mir seine Schrift „Die Eisenconstructionen für Brücken und Dachstühle“ Wien 1862 nicht zugänglich ist, nur den Bericht in Ö. Z. 1864 S. 217 auftreiben, welcher (ausser dem oben Angegebenen) nichts Neues enthält. Die in dem Preisausschreiben der Anm. 45 erwähnten Bogendächer von Winiwarter gehören (nach Ö. Z. 1865 S. 28) zu den Wellblechbogendächern.

β. Die **Hängewände** über Saalbauten u. dgl. werden fast immer ganz wie die Brückenhängwerke

angelegt, so dass darüber nicht viel zu bemerken ist. Das unversteifte Trapezhängwerk ist vorherrschend, da seine Steifigkeit meist genügend durch die Ausmauerung gewahrt wird. Immerhin sollte man sich nicht so viel auf die Ausmauerung verlassen, wie L. Chr. Sturm es bei jenem Entwurfe that, der den Anlass zu seiner Streitschrift gebildet hat; er durchzog dabei zwei, in der Hängewand befindliche Schornsteinwände mit dünnen Eisenstangen und wollte dies an Stelle von Spannriegeln gelten lassen. Man kann dem „boshaften Zimmermann“ (vgl. Anmkg. 14) nicht so ganz Unrecht geben, wenn er diesem Entwurf misstraute. Gerade dieses Hängwerk ist der schwächste unter Sturm's sonst so beachtenswerthen Entwürfen.

Palladio hatte bereits Lattenhängewände mit Putzbewurf angewendet, die später wieder in Vergessenheit geriethen; vgl. Rbg. Bk. S. 300. Bezüglich der weiteren Entwicklung der Hängewände ist noch zu bemerken, dass Wiegmann in A. B. 1841 S. 173 eiserne Zugstangen als Hängediagonalen an Stelle der steigenden Druckstreben des Sprengwerkes eingeführt und damit den Uebergang zu den eisernen Hängewänden, welche meist als Fachwerksträger hergestellt werden, eingeleitet hat.

γ. Bei **Brückensprengwerken** machte sich das Bedürfniss nach einer Aufhebung des Horizontalschubs vielleicht später als bei Dächern, doch jedenfalls auch schon früh genug geltend, — insbesondere bei Brücken mit mehreren Oeffnungen und hölzernen Mitteljochen, da diese Mitteljoche ihre anfängliche Biegungsfestigkeit durch Faulen des Holzes sehr viel rascher verlieren, als ihre Tragfähigkeit für Lasten, die nur in ihrer Längsaxe wirken. Das gewöhnliche Dreiecks- und Trapezhängwerk mag daher schon sehr alt sein, wenn wir auch weder Abbildungen noch sonstige Nachrichten

darüber besitzen. Zu Palladio's Zeiten muss das Hängwerk aber schon eine sehr hohe Ausbildung erreicht haben; denn man wagte es bereits, die Mitteljoche, welche beim Eisgang immer sehr grossen Beschädigungen ausgesetzt waren, ganz wegzulassen und grosse Spannweiten ohne Zwischenstützen mit Hängwerken zu überbrücken. Die erste grössere Hängwerksbrücke, deren Abbildung uns überliefert ist, stellt übrigens gleich eine höchst ausgebildete Form des reinen einfachen Ständerfachwerks mit Druckstreben vor, wobei die Entfernung beider Gurten des Trägers nach der Mitte zu wächst und der Druckgurt aus Spannriegeln besteht, die in den Hängsäulen versatzt sind; der Zuggurt trägt nur in den Knotenpunkten Querträger, welch letztere die Längsbalken der Fahrbahn stützen, so dass die Fachwerks-Gurtstäbe keine Biegungsspannungen erleiden. Die Stossverbindungen im Zuggurt wurden zugleich zur Aufstellung der Brücke ohne durchgehende Gerüste benutzt, indem man die Stossbalken bis zum Widerlager verlängerte und dort verankerte. Die seitliche Anbringung dieser Stossbalken wird von Rondelet mit Recht getadelt; er macht auch (Rd. bât. III S. 94 und Bl. 100) den Gegenvorschlag, sie unter die Hauptbalken zu legen. Freilich erhält man dann noch mehr den Eindruck, als wenn diese Stossbalken eine beabsichtigte Verstärkung der fertigen Brücke nach den Enden hin bedeuten sollen (s. S. 69/70). Der Tadel Rondelet's hierüber ist aber ungerechtfertigt, da Palladio ausdrücklich als Zweck die Ueberbrückung (von Schluchten oder Wildwassern) ohne mittlere Gerüste angiebt. Abb. 9^{b} zeigt das Gerippe dieser merkwürdigen Brücke, von welcher Palladio Buch III Cap. VIII berichtet, dass sie von Alex. Picheroni de Mirandola in Deutschland ge-

sehen worden sei, während Italien kein ähnliches Beispiel aufweise[48]). Spannweite und Erbauungsjahr sind nicht angegeben. Palladio's Werk erschien 1570; diese Brücke muss also schon vor 1570 gestanden haben. Bei den übrigen Brücken, welche Palladio mittheilt, giebt er keine Stossverbindungen im Untergurt an; hervorragend ist diejenige über den Cismone (Abb. 9[a]) mit 33*m* Spannweite und 6 Feldern mit Druckstreben. Auch hier sind keinerlei Andeutungen weder über Jahreszahl noch Erbauer gemacht; von Gauthey wird Palladio selbst als Erbauer bezeichnet; in A. B. 1840 S. 113 wird (nach Boudsot, Revue gén. de l'architecture) nur der Zimmermeister Martino di Bergamo genannt; Rondelet endlich schreibt Palladio den Entwurf und Meister Martin die Ausführung zu (Rd. bât. III S. 93). Der wahre Thatbestand scheint mir noch ungenügend aufgeklärt zu sein. Palladio selbst wandte, wie wir in § 3 gesehen, in der reissenden Brenta bei Bassano einfache hölzerne Trapezsprengwerke ohne Versteifung an und stellte bei 180 Fuss Strombreite 5 Mitteljoche in das Flussbett, was nicht gerade als ein Fortschritt gegenüber den 4 vorhergehend von ihm mitgetheilten Entwürfen bezeichnet werden kann, trotzdem er den letzteren die Bemerkung anfügt, dass sie für beliebig grosse Spannweiten anwendbar seien; und doch nennt er sich nur bei der Brentabrücke als Verfasser; wahrscheinlich mögen aber auch die 2 Abänderungsvorschläge, welche er dem geschilderten deutschen Fach-

---

48) Diese Angabe ist der französischen Uebersetzung der Werke Palladio's durch de Chambray Paris 1650, S. 162, entnommen. L. Chr. Sturm a. a. O. kennt Abb. 9[b] auch noch als deutsche Brücke. Gauthey aber und ihm nach viele der neueren Schriftsteller geben diese Brücke, ebenso wie Abb. 9[a], kurzweg für Palladio's eigene Erfindung aus.

werk (Abb. 9[b]) hinzufügt, von ihm herrühren; das eine ist eine Verbindung von Häng- und Sprengwerk (Abb. 11[a]), das andere jener in § 3 als erstes Bogenfachwerk bezeichnete Entwurf; beidemal gehen aber die Andreaskreuze nicht nach den Knotenpunkten der Gurten, sondern endigen vorher in den Hängesäulen.

Trotzdem nun diese Fachwerke ein hoch entwickeltes Gefühl für die Kräftevertheilung bei ihren unbekannten Erfindern verrathen, so kann doch aus Palladio's Zeichnungen nicht gefolgert werden, dass die Befestigungen der einzelnen Hölzer unter einander diesen Kräften genügten. Es ist leider eher anzunehmen, dass die Verbindungen zu schwach waren und dass daher jenes erste deutsche Fachwerk durch den Verkehr bald in seinen Verbindungen gelockert wurde. Wäre dasselbe in der Blüthezeit der Bauhütten ausgeführt worden, so hätte man die Ursachen des Misserfolgs näher untersucht und gewiss bald zweckmässige Abhilfe gefunden. Da aber seine Erbauung schon in die Verfallzeit der Bauhütten fiel und da in den kirchlichen und politischen Wirren, denen kurz hernach Deutschland fast erlag, an eine liebevolle Pflege und Unterhaltung solcher Bauten nicht zu denken war, so scheint die erste deutsche Fachwerksbrücke bald wieder verschollen zu sein. In den bautechnischen Büchern zwar erhielt sich die Kunde davon fort; überall werden die Palladio'schen Hängwerke gerühmt, aber zur Nachahmung scheint sich im 17. und 18. Jahrhundert Niemand entschlossen zu haben. Am meisten Anklang fand noch Abb. 11[a], welche L. Chr. Sturm[14]) zu dem Entwurfe 11[b] anregte, der zu den unten zu besprechenden verbundenen Häng- und Sprengwerken gehört. Auch den Entwurf 10[b] (mit dem punktirten überzähligen Stab) erwähnt Sturm als Verbesserungsvorschlag für eine „durch einen vor-

nehmen Architecten mit Holzjochen erbaute" Brücke. Im Uebrigen scheint aber zu Sturm's Zeit (1726) das Verständniss für die einfachen Dreiecksverbindungen schon stark im Schwinden begriffen; an die Stelle der Dreiecksstreben treten in den Mittelfeldern zahlreiche Spannriegel, wie an der Emsbrücke zu Rhenen (s. Sturm Taf. II), oder eine Häufung von Trapezspreng- und -Hängwerken über einander.

Dagegen entwickelt sich im 18. Jahrhundert das verbundene Häng- und Sprengwerk zu seiner höchsten Blüthe; je grösser die Spannweite, um so mehr Streben und Hängsäulen werden angewendet, wobei freilich manche Streben so flach geriethen, dass ihre Wirkung eine äusserst geringe wurde, trotzdem dabei ein ganzer Wald von Holz in solchen Brücken stak. Immerhin wurden mittelst dieser unklaren und schwerfälligen Herstellungsweise Spannweiten überbrückt, welche im 19. Jahrhundert in Holz nicht mehr erreicht wurden. (Letzteres rührt allerdings mehr daher, dass man eben heutzutage andere Mittel, vor allen das Eisen, besitzt, um solche Spannweiten einfacher, billiger und tragfähiger als früher zu überbrücken.) Die zwei bedeutendsten Vertreter dieser verbundenen Häng- und Sprengwerke sind die beiden einfachen Appenzeller Zimmerleute Johann-Ulrich und Johann Grubenmann (vgl. Anm. 20), welche 1757 die Schaffhauser Rheinbrücke (mit 2 Oeffnungen von 52, bezw. 58,7*m* Weite) und 1778 die Limmatbrücke bei Wettingen (mit einer einzigen Oeffnung von 119*m* Spannweite) in der geschilderten Weise überbrückten. [Beide Brücken wurden 1799 durch die französischen Truppen verbrannt.] Die Wettinger Limmatbrücke zeigte aber auch die Grenze der Leistungsfähigkeit in derartigen Verbindungen von Häng- und Sprengwerken; die Kosten

waren so bedeutende, dass bald das Bedürfniss nach anderen Anordnungen aufkam. Schon der Kupferstecher Mechel hebt die Klarheit und Leichtigkeit von Joseph Ritter's Reussbrücke bei Mellingen gegenüber den beiden Grubenmann'schen Brücken hervor; vgl. Anm. 20. Die Bogenbrücken von Wiebeking verdrängten diese Anordnungen vollends ganz.

Das Bedürfniss nach Aufhebung des Horizontalschubs, welchen die Bogensprengwerke auf die Widerlager ausübten, führte dann bald auch zu den sogen. Bogensehnenträgern (Bow-String), deren Anfänge in's Mittelalter zurückreichen. Funk hat sie im J. 1800 an der bunten Brücke über einen Weserarm bei ? wieder zu Ehren gebracht; bald folgte Wiebeking's Innbrücke bei Wasserburg und seine Donaubrücke bei Günzburg (vgl. Müller, Brücken-Bk. III S. 152 Taf. 41 und 42); ihm folgten die Pechmann'schen Bogenhängwerke (vgl. Harres: Schule des Zimmermanns II S. 134 ff.). Auch die Emy'schen und de l'Orme'schen Bohlenbögen wurden zu Bogensehnenträgern verwendet. La Nicca überbrückte 1828 den Versammer Tobel mit einem (allerdings durch Sprengstreben verstärkten) Bogensehnenträger von 60*m* Weite, dem bald noch eine Reihe anderer Schweizer Brücken folgte; vgl. Riese: Brücken der Schweiz S. 34 und Bavier: Strassen der Schweiz Taf. 18. Die Lehrbögen der neuen Londonbrücke, 1831 von dem jüngeren John Rennie nach seines Vaters Plane erbaut, zeigen bereits ein vollständiges Fachwerk mit Gegenstreben (vgl. Mahan-Schubert, Lehrbuch für Civ.-Ing. 1850 S. 152 oder Z. f. Bw. 1856 S. 62).

Diese Parabelfachwerksbalkenbrücken haben sich dann bald in Europa weiter verbreitet. Ein Beispiel in Holz von der niederländischen Bahn giebt Harres,

Schule des Zimmermanns 2. Aufl. Bd. II S. 137; dort sind auch S. 175 ältere Schweizer Häng- und Sprengbögen angegeben.

Schon 1814 hatte übrigens L. Wernwag über den Delaware bei New-Hope für 53,5m Weite ein hölzernes Ständerfachwerk mit nach der Mitte fallenden Eisendiagonalen gebaut, in dessen Hauptträgern noch kräftige Bögen aus je 4 Balken von 6/15 Zoll Stärke eingezogen waren, die in eisernen Schuhen endigten. Cooper giebt in T. A. 1889 II Taf. IX eine Zeichnung, aus welcher freilich nicht zweifellos zu ersehen ist, ob der Zuggurt die ganze Bogenspannung aufzunehmen hat, oder vielleicht nur einen kleinen Theil derselben, wie etwa bei Burr's Trentonbrücke (vgl. § 3). Jedenfalls sehen wir bei Brown's „Brückenträger" A. B. 1851 Bl. 394 den Bogensehnenträger für sehr grosse Spannweiten ausgebildet. In neuster Zeit kommen besonders in Oesterreich die hölzernen Bogensehnenfachwerksträger durch Oberingenieur Geffert in Tyrol wieder in Aufnahme (vgl. Ö. Z. 1883 Bl. 3; ferner Beck und Juda: Die Saavebrücke bei Brod Taf. 6, welche als Gerüstträger ein Bogenfachwerk zeigt, dessen Zugstäbe alle aus Eisen bestehen).

Aus Eisen wurden Bogensehnenbrücken schon ziemlich früh ausgeführt, für kleine Spannweiten aus alten Eisenbahnschienen, für grössere Spannweiten in ähnlicher Weise wie die ersten Bogensprengwerke, beidemal in enger Anlehnung an ihre hölzernen Vorbilder. Hoffmann und Maderspach hoben bereits 1833 zu Lagos den Schub ihres gusseisernen Bogens auf die Widerlager durch eine eingespannte Kette auf (vgl. Rz. E. B. S. 384); besonders bekannt wurde ihre, 1837 vollendete, Czernabrücke bei Mehadia (A. B. 1838 S. 403). 1840 trat ~~Murphy~~ Squire Whipple× in Amerika mit

× vergl. Anm. 119.

dem ersten eisernen Parabelfachwerk auf (Z. f. Bw. 1862 S. 218 und T. A. 1889 II S. 13). 1844 folgte Harrison mit der Ousebrücke in England. Gerade in England und Amerika fanden diese Parabelfachwerke, noch ehe man sie genauer zu berechnen verstand, schon sehr grosse Verbreitung. Ihre heutige allgemeine Verbreitung und Beliebtheit, namentlich für Strassenbrücken, bedarf keiner weiteren Schilderung (vgl. Rz. E. B. S. 386). Nur ein Punkt sei noch erwähnt: Das zwischen den Gurten befindliche Strebenwerk wirkte, namentlich bei malerisch gelegenen Aussichtsbrücken, manchmal störend und dies führte z. B. bei den Trägern von Höch (Civ.-Ing. 1882 S. 165), sowie bei der Ferdinandsbrücke in Graz 1881 dahin, dass man einem unbestimmten Bogensehnenträger (mit aufgehängter versteifter Fachwerksfahrbahn) den Vorzug gab (vgl. Ö. Z. 1883 S. 43), obgleich, wie wir gesehen, es sonst kennzeichnend für unsere Zeit ist, womöglich von den statisch unbestimmten zu den bestimmten Trägern überzugehen. Diese Ausnahme von der Regel erklärt sich dadurch, dass man damals kein einfaches Fachwerk kannte, welches dieselben ästhetischen Anforderungen erfüllen würde. Und doch hatte Jos. Langer bereits im J. 1871 den Träger Abb. 12^b in Vorschlag gebracht, der ein solches einfaches Fachwerk darstellt; vgl. Techn. Bl. 1871 Taf. 3. Auch die Umklappung dieser Anordnung (Fahrbahnträger oben, Hängekette drunter) hatte Langer schon empfohlen. Doch sind seine theoretischen Entwicklungen sehr unklar, ja er erkannte gar nicht, dass sein Träger ein einfaches Fachwerk bildet, und so fand er damals keinen Anklang mit seinen Vorschlägen und scheint gänzlich vergessen worden zu sein, nachdem seine zahlreichen Vorträge und Veröffentlichungen in verschiedenen Jahrgängen der Ö. Z. schliesslich zu

einem, von Winkler, Rebhann, Köstlin u. A. unterzeichneten, Vereins-Gutachten geführt hatten, welches Langer's Entwürfe und Theorie als unvollständig, lückenhaft und z. Thl. auf unrichtigen Voraussetzungen beruhend kennzeichnete (Ö. Z. 1873 S. 134).

Es bedurfte einer vollständigen (durch Gerber's Vorgang bei Abb. 18^b angeregten) Neuentdeckung dieses Trägers durch Landsberg (H. Z. 1889 Heft 7), um ihn unserem heutigen Verständniss zugänglich zu machen. Landsberg fasst diesen und eine Reihe ähnlicher Trägerformen, von denen nur Abb. 12^a mitgetheilt sei, unter dem Namen: „Mittengelenkbalken" zusammen; ihre Steifigkeit geht aus R. I. Z. 1889 S. 76, § 4β unmittelbar hervor (das vereinfachte Fachwerk besteht nämlich aus den 3 aneinandergereihten Dreiecken $\overline{ACD}$, $\overline{DCE}$ und $\overline{ECB}$). Die Berechnung solcher Fachwerke giebt Landsberg a. a. O. Er gelangt hiedurch zu einem, nach der sog. Mittelkraftslinie geformten, gebrochenen Mittelgurt, dessen Anwendung diese Trägerform dann auch für grosse Spannweiten geeignet macht s. a. M-Br. gr. St. I S. 422. s. a. [illegible] 113 u. 167

Unberechtigt und unzweckmässig dagegen ist das, von Dallot an der Brücke bei Oudenarden angewendete Gelenk mitten in dem, im Bogenscheitel befindlichen, Fachwerksstabe eines Bogensehnenträgers (A. B. 1863 Bl. 613 oder Winkler, Gitterträger S. 191).

Die Bogensehnenträger lagen dem Verständniss der Baumeister Europas zu Anfang dieses Jahrhunderts näher, als die deutsche Fachwerksbrücke des 16. Jahrhunderts (Abb. 9^b); ja letztere fand sogar bei Manchen gar kein Verständniss. So ist z. B. in Müller's Brückenbaukunde 1853 Bd. II S. 56 gesagt: „Diese Construction bedarf, wie die Gewölbschenkel einer steinernen Brücke, gegen die Widerlager hin einer Verstärkung."

Aus dem Fehlen dieser Verstärkung wird auf die Unzweckmässigkeit der Construction geschlossen (s. a. S. 62). So wenig Verständniss brachten Deutsche im J. 1853 dem deutschen Fachwerk entgegen! Und doch hatten inzwischen die Amerikaner Long und Howe längst Parallelfachwerksträger hergestellt, die auch in Deutschland und in demselben Buche anerkannt und empfohlen wurden. Besseres Verständniss hatte man für Fachwerke, wie Abb. 10ª, welche von Eb. Etzel an der Nothbrücke bei Cannstadt 1831 angewendet wurde (mit Weglassung der punktirten Strebe vgl. Harres a. a. O. S. 127). Diese Form schloss sich eben dem alten geradlinigen Sprengwerk unmittelbarer an und doch war nur ein kleiner Schritt nöthig, um (bei Ersatz der längeren Schrägstrebe durch die punktirte Strebe) zu dem alten deutschen Fachwerk zu gelangen. Thatsächlich stellt ja auch Abb. 10ª schon ein reines einfaches Fachwerk dar; die Spannungsvertheilung ist aber ungünstiger, auch sind längere und schwerere Hölzer nöthig, als bei Abb. 9ᵇ. Das Gleiche gilt von Abb. 10ᵇ, welche wir (mit Weglassung der punktirten Linie) bei manchen älteren Hängwerken der Schweiz, z. B. bei der Brücke von Schönenwerth sehen. Ersetzt man die lange schräge Strebe durch die kurze punktirte, so gelangt man wieder zu dem zweckmässigeren alten deutschen Fachwerk.

Dies hat man wohl zuerst in Amerika begriffen. Die Potomakbrücke bei Washington (A. B. 1851 Bl. 388) stellt ein, zu Anfang unseres Jahrhunderts in Amerika häufig vorkommendes, Hängewerk dar, welches man aus Abb. 10ᵇ erhält, indem man noch einige Felder einschiebt und deren oberen Ecken durch lange Streben mit dem rechtseitigen Stützpunkt verbindet. Beim Weglassen dieser langen Streben bleiben nur die kürzeren Fachdiagonalen, und so gelangt man zu Abb. 9ᵇ

(mit Parallelgurten), welche schon bei den Bogenbrücken Burr's (s. § 3) als Versteifungsfachwerk angewendet wurde; manchmal ist Burr's Bogen so schwach, das Fachwerk aber so kräftig mittragend, dass nur noch ein kleiner Schritt dazu gehörte, um den Bogen ganz wegzulassen und Abb. 9^b als reinen Fachwerksträger zu erhalten. Vielleicht haben beide Trägerarten und die Desplainbrücke (vgl. unten) zusammen die Anregung zur Neuerfindung des deutschen Fachwerks durch Oberst Long gegeben, der (nach T. A. 1889 II S. 9) sich im März 1830 ein Patent auf ein Parallelständerfachwerk mit steigenden Druckstreben (und den punktirten Gegenstreben) nach Abb. 15^a erwarb, bei dem die vielen Stösse im Obergurt der Abb. 9^b vermieden sind und das sich bald grosser Beliebtheit und Verbreitung in Amerika erfreute. 1839 dehnte er sein Patent auch auf fallende Zugdiagonalen nach Abb. 15^b) aus, wobei ihm aber die Befestigung der hölzernen Zugstreben noch weniger gut gelang, als die der Druckstreben. Die schwachen Punkte der Longbrücken liegen nämlich ebenso wie beim alten deutschen Fachwerk in den Knotenpunktsverbindungen, welche sich durch die Verkehrsstösse leicht losrüttelten[49]). Zu Eisen scheint Long nicht mehr übergegangen zu sein, obgleich sein Patent auch hierauf lautete. 1844 setzte Pratt bei Abb. 15^b eiserne Zugstangen an Stelle der Holzstreben ein, scheint aber wenig Erfolg damit gehabt zu haben T. A. 1889 II S. 11. Glücklicher war der Amerikaner Howe (Fay), welcher 1840 die hölzernen Hängesäulen in Abb. 15^a durch eiserne ersetzte

---

49) Erwähnt sei noch der neueste Versuch des Lemberger Prof. Rychter (Warschauer techn. Revue 1887 Juni), welcher die Howe'schen Anordnungen wieder zu Gunsten der älteren Long-schen zurückzudrängen sucht, indem er Verbesserungen betreffs der Verbindung der Hölzer an den Knotenpunkten vorschlägt.

(vgl. Anm. 33) und die Streben gegen kräftige Eichenholzklötze anstemmte; diese zweckmässige Zuthat zu Long's Erfindung machte den Namen Long's selbst bald erblassen und heute hört man nur noch von Howeschen Brücken, welche sich rasch über die ganze Welt verbreiteten und namentlich in Russland ausgedehnte Anwendung fanden; hier wurden auch die ersten zweckmässigen Fachwerkspfeiler (an der alten Msta-Brücke) hinzugefügt. A. B. 1851 S. 23 Bl. 383.

Wie weit Long die Berechnung seiner Fachwerke verstand, kann ich nicht näher angeben; seine Urschriften sind mir nicht zugänglich. Culmann stellte ihn A. B. 1851 S. 74[50]) sehr hoch und hielt ihn für den Ersten, der mit klarem Bewusstsein Gegenstreben in den einzelnen Feldern anbrachte; s. a. § 3 u. 5. Diese Gegenstreben sind jedenfalls ein Fortschritt, durch den sich die Long'schen Träger vor dem alten deutschen Fachwerk auszeichneten. Ein Wechsel in den Stärkeabmessungen der einzelnen Stäbe eines Trägers scheint aber auch von Long nicht beabsichtigt worden zu sein. Dagegen gab er Tabellen heraus, welche die verschiedenen, für Eisenbahnbrücken von 55—300′ (= 17—91*m*) Spannweite anzuwendenden, Balkenstärken angaben; vgl. Müller, Brückenbaukunde II S. 99—101.

---

50) Culmann bedauert, über Long's Leben und Wirken keine Einzelheiten haben erfahren zu können; auch heute noch ist diese Lücke m. W. nicht ausgefüllt und daher eine Ehrenschuld der amerikanischen Ingenieure hier noch einzulösen. Auch dürfte es sich heute, wo Howe's Patent erloschen ist, empfehlen, seine Brücken als „Long-Howe'sche“ zu bezeichnen, um dem grösseren Verdienst Long's gerecht zu werden. John By scheint übrigens noch ältere Ansprüche auf Fachwerksbalken zu haben, als Long und Howe; vgl. Anm. 33 und § 5.

Schon vor Long war übrigens eine Trägerart verbreitet, welche die Mitte zwischen Parallelfachwerk und Bogensehnenträger hält und sich somit dem alten deutschen Fachwerk wieder nähert, dasselbe aber in den Verbindungen übertrifft; wir können diese Trägerart als „abgestumpften Bogenfachwerksbalken" bezeichnen[51]).

Culmann schildert in A. B. 1851 S. 70 und Bl. 387 die nach dieser Form gebaute Brücke über den Desplain bei Joliet als eine schon sehr alte und sich gut haltende Anordnung, zieht es aber vor, den Obergurt parallel dem unteren zu legen. Da jedoch eine schwache Krümmung dem Druckgurt nicht viel schaden kann und sich in Bezug auf die eisernen Hängebolzen beträchtliche Ersparnisse erzielen lassen, so habe ich in R. I.-Z. 1887 S. 173 Anmkg. 23 die Anwendung der Howe'schen Anordnung auf abgestumpfte Bogenfachwerksbalken empfohlen. Wie seitdem einige Entwürfe meiner Schüler gezeigt haben, lässt sich damit recht vortheilhaft arbeiten. (Vgl. auch Henz' Bericht in Z. f. Bw. 1862 Bl. 35 über die, damals beliebten, Träger von Mc. Callum; sie sind halb Häng-, halb Sprengwerk.) — Ganguillet hat bei schweizerischen Strassenbrücken eine weitere Veränderung der Howe'schen Construction eingeführt. Er behält die Parallelität der Gurten bei, lässt aber z. Th. die Gegendiagonalen und die Stemmklötze weg; vgl. Riese Ingen.-Bauten der Schweiz

---

51) Häufig bezeichnet man diese Form als „Halbparabelträger". Da aber die Parabelform hier gar keine Vortheile vor der Kreisform bietet, letztere vielmehr neuerdings häufig (auch in Eisen) ausgeführt wird, weshalb man dann folgerichtig bei Kreisbogenform von einem „Halbkreisträger" sprechen müsste, so lässt sich hieraus ermessen, wie unzweckmässig die Bezeichnung Halbparabelträger eigentlich ist.

S. 32 und Bl. 5, wo auch einige einfachere Holzhängwerke angegeben sind. Am schwierigsten sind die Holzverbindungen im Zuggurt. Derselbe ist daher in Amerika und neuerdings auch in Europa (Z. f. Bk. 1880 Bl. 24) manchmal durch Eisen ersetzt worden. In holzreichen Ländern, wie z. B. Russland, kann man auch statt der gewöhnlichen Dreizahl der Balken des Untergurts manchmal 6 oder mehr schmalere Balken (Bohlen) nebeneinander legen, um ohne eiserne Stossplatten auskommen zu können. [Vgl. das ausführliche Werk von Shurawsky: О мостахъ раскосной системы Гау. С.-Петербургъ 1856 u. A. B. 1851 S. 74.]

Von hölzernen Hängwerksbrücken mit Fahrbahn oben sind noch zu erwähnen die einfachen amerikanischen Trapezsprengwerke, deren Horizontalschub durch Doppelzangen aufgehoben wird und die ihrer raschen Aufstellung wegen für vorläufige Bauten sehr beliebt sind. Hohe und lange Gerüstbrücken (Trestle-works) sind früher zahlreich in dieser Weise hergestellt worden (Ö. Z. 1876 Bl. 5); allmälig aber sind sie so baufällig geworden, oder für die heutigen schweren Lasten so ungenügend, dass vielfache Einstürze vorkamen und manche Eisenbahnverwaltungen in ihren Anpreisungen betonen, dass ihre Linien keine Trestle-Works mehr haben (Wochenbl. f. Bk. 1886 S. 503). Dies heisst aber das Kind mit dem Bade ausschütten. Bei guter Berechnung und Ausführung, auch Auswahl gesunden und durch Anstrich mit Carbolineum wetterbeständig gemachten Holzes verdienen diese Gerüstbrücken für vorläufige Bauten heute noch Beachtung, namentlich in den holzreichen Theilen Russlands mit seinen hohen Eisenpreisen; s. a. § 5. Gemischte und ganze eiserne Hängwerke s. in Becker's Brückenbau 1858 Bl. 17; sie finden sich heutzutage mehr in Form

sogen. armirter Träger, welche in § 5 als „unterspannte Balken“ beschrieben sind.

Statt durch Spannbalken haben die russischen Truppen im Chiwafeldzug die Fussenden der Streben eines hölzernen Trapezsprengwerks mittelst angespannter Stricke verbunden; H. Z. 1884 S. 505. Bei wechselnder Feuchtigkeit der Luft müssen Hanfseile sorgfältig mit Carbolineum getränkt werden, da ihre Länge und Spannung sonst sehr wechselt. Die spanischen Eisenbahntruppen haben bei Long-Howeträgern die Hängeisen durch Spannseile aus Telegraphendraht ersetzt (H. Z. 1883 S. 551).

Ueber die Theorie der uneigentlichen Hängewerke ist nichts Besonderes zu bemerken. Für unbestimmte Träger gilt dasselbe, wie bei Sprengwerken (vgl. § 3), für bestimmte Träger aber die Fachwerksberechnung (vgl. § 7). Es sei hier nur nochmals darauf hingewiesen, dass bei den uneigentlichen Hängwerken sich in unserem Jahrhundert, gerade so wie bei allen anderen Spannwerken (ausgenommen die Gewölbe), ein allmäliger Uebergang von den unbestimmten Trägern zum einfachen reinen Fachwerk vollzieht.

Auch hier sind nur die ebenen Hängewerke besprochen. Von den räumlichen Sprengwerken mit aufgehobenem Horizontalschub, zu welchen insbesondere die neueren Kuppeldächer mit Spannringen zählen, gilt das S. 31 Gesagte; vgl. Hacker's Arbeit in H. Z. 1890 H. 1.

§ 5. Das Balkenwerk.

Das Balkenwerk hat mit dem uneigentlichen Hängewerk (§ 4, S. 32) die Eigenschaft gemein, dass

es bei lothrechter Belastung keinen Seitenschub auf die Stützen ausübt[52]).

Wir unterscheiden zwischen den einfachen und den überbestimmten Balken; letztere haben mehr als 3 Stützbedingungen (vgl. R. I.-Z 1889, S. 74 u. 86).

Soll ein steifer Balken bezüglich der äusseren Kräfte ein einfacher, d. h. statisch bestimmter Träger sein, so darf er nur 3 Stützbedingungen haben. Dies wird bei einem Träger auf Endstützen erreicht durch ein Gelenk- und ein (reibungsloses) Gleitlager[53]). Im Folgenden soll nur dieser Fall besprochen werden; über den an einem Ende eingespannten Balken, sowie den überhängenden Träger s. § 6.

Ein geradliniger Balken auf 3 Gleitstützen ist nicht standfest (vgl. R. I. Z. 1889, S. 88, Anm. 19).

A. Der gemeine Balkenträger auf Endstützen.

Der gemeine Balkenträger, d. h. ein flach auf den Endstützen ruhender[53]), aus einem einzigen Stück hergestellter Träger ist wohl das zuerst entstandene Spannwerk.

Vorbilder dazu waren in der Natur reichlich vorhanden (umgestürzte Felsenstücke oder Baumstämme, die zufällig über eine Vertiefung hinübergelagert waren).

---

52) Die von Föppl empfohlenen Balken mit einem schrägen Gleitlager sind dann den Sprengwerken zuzuzählen; vgl. § 3, S. 28.

53) Die flach aufgelagerten Balkenträger setzen einer Längenänderung der Balken sehr starke Reibungswiderstände entgegen, so dass sie streng genommen zu den überbestimmten zu zählen sind. Doch wollen wir, wo es sich nur um kleine Spannweiten handelt, diese Reibungskräfte im Folgenden vernachlässigen und auch die flach aufgelagerten Balken noch zu den einfachen zählen.

Der **Steinbalken** kam sehr früh auf und erlangte, besonders in den an die östliche Hälfte des mittelländischen Meeres grenzenden Ländern, seine Ausbildung schon in vorgeschichtlicher Zeit; man erkannte bald, dass der Balken in der Mitte einer Verstärkung bedarf, um möglichst tragfähig zu sein; das Löwenthor zu Mykenae zeigt beinahe schon die Form eines (roh zugerichteten) Trägers von gleichem Widerstand; häufig findet man den Balkenrücken geradlinig nach der Mitte hin ansteigend, so dass der Längenschnitt des Balkens ein flaches Fünfeck darstellt (H. d. A. II, 1, S. 17 u. II, 2, S. 164).

Beim gemeinen **Holzbalken** war diese Verstärkung nach der Mitte zu nicht durchführbar; es hätte sich hier nur um eine Verschwächung nach den Enden hin handeln können, die man meist unterliess. Wir finden den rechteckigen Holzbalken von durchweg gleicher Stärke im Hoch- und Brückenbau der Alten häufig verwendet. Die gemeine Jochbrücke aus Rundholz soll bei den Kelten sehr beliebt gewesen und Vorbild für Cäsars Rheinbrücke geworden sein, (vgl. Schön, Strassen- u. Wasserbau der Alten, S. 53).

Wegen der Vergänglichkeit des Holzes sind keine alten Zeugen mehr vorhanden; auch besitzt man nur sehr lückenhafte Nachrichten über die Balkenwerke der Alten. Vgl. Choisy, L'art de bâtir chez les Romains.

Wo die Tragfähigkeit des gemeinen Balkens nicht mehr ausreichte, wählte man 2 Balken neben- oder übereinander[54]), oder man ging zum eingespannten

---

[54]) Die „trabes compactiles“ Vitruv's sind wahrscheinlich 2 neben einander liegende und durch schwalbenschwanzförmige Dübel verbundene Balken. H. d. A. II, 2, S. 44. Ihre Deutung als über einander liegende verdübelte Balken ist höchst unwahr-

bezw. zum mehrfach unterstützten „durchgehenden Träger“ über; wo dies letztere nicht anging, verwendete man das Sprengwerk bezw. das uneigentliche Hängewerk; endlich, bei geschlossenen Räumen, verringerte man die Stützweite, indem man die Hauptbalken über Eck legte und die Decke felderartig ausbildete, vgl. Rd. bât. Bl. 85—90; dort sind auch neuere derartige Anordnungen von Serlio u. A. mit z. Thl. etwas fragwürdiger Lastvertheilung. dargestellt.

Die Vermehrung der Tragfähigkeit durch Auflagerung von Sattelhölzern auf den Stützen ist unbekannten Ursprungs. Im Mittelalter finden wir schon mehrere Sattelhölzer über einander, die oft schön verziert und ausgeschnitten sind. Fick brachte es (nach Müller Brückenbaukunde II, S. 35) an der Weserbrücke bei Rinteln (um 1830?) bis auf 6 über einander gelagerte Sattelhölzer, die aus hochkantig gestellten starken Bohlen gebildet wurden und so ein Mittelding zwischen Balken- und Kragbrücke bildeten. Trotz der schmalen Balken sehen aber solche Träger schwerfällig aus und versperren viel Raum. Der gleiche Zweck lässt sich jedoch auch durch ein einziges Sattelholz erreichen, wenn man dasselbe durch Büge[55]) unterstützt. Diese Büge kommen ebenfalls schon früh vor, haben aber allerdings den Nachtheil, dass sie ihre Pfosten auf Biegung beanspruchen. Lässt man die Sattelhölzer ganz weg und wendet Büge allein an, so gelangt man zu den Sprengwerken.

---

scheinlich. An der Trajanssäule finden sich zwar (nach Montfaucon Bd. IV. Bl. 49) mehrere Balken über einander, jedoch ohne Dübelverbindung.

55) In vielen Lehrbüchern findet man statt des trefflichen, in Süddeutschland noch allgemein gebräuchlichen Ausdrucks „Bug“ das wenig glückliche Wort: „Kopfband“. Gottgetreu sagt: „Kopfbug“

Die genaue Berechnung des Einflusses der Büge und Sattelhölzer auf die Tragfähigkeit der Balken ist äusserst schwierig und zeitraubend, sie wurde am ausführlichsten von Winkler (hölzerne Balkenbrücken 2. Aufl. S. 111 ff.) behandelt. Gewöhnlich begnügt man sich mit Annäherungsrechnungen.

Ehe wir zu den Eisenbalken übergehen, empfiehlt es sich, einige Bemerkungen einzuschalten über:

Die **Biegungslehre** und ihre geschichtliche Entwicklung. Wegen Raummangels nur die wichtigsten Punkte hervorhebend, sei betreffs des Weiteren verwiesen auf die trefflichen Darstellungen von St. Venant (vgl. Anm. 57) und Winkler, Abriss der Geschichte der Elasticitslehre Techn. Blätter 1871 S. 22 u. 232 (von Mehrtens im Hdb. der Baukunde Bd. I fortgeführt) auch Wklr. Th. d. Br. I S. 3—6 der 3ten Aufl.; das ausführlichste bietet die Geschichte der Elasticitätslehre von Todhunter-Pearson, von der erst ein Band, die Jahre 1639—1850 umfassend, 900 Seiten stark, i. J. 1886 erschienen ist. Zerstreute Angaben finden sich ferner in R. G. M. und Wey. El. I u. II.

Eine rein wissenschaftliche Festigkeitslehre ist bis heute nicht möglich, da wir über das Wesen der Elasticität und Festigkeit zu wenig Kenntnisse besitzen[56]).

Aus dem Alterthum und Mittelalter sind keine Versuche zur Berechnung der Bautheile bekannt. Die ersten Anfänge der Biegungslehre stammen von Galilei 1639; das Hooke'sche Elasticitätsgesetz „ut tensio, sic vis“ entstand 1660. Jac. Bernouilli fand 1705 auf

---

[56]) Eine neuere Auffassung von Moormann s. Centr. Bvw. 1887 S. 169. Ueber mikroskopische Untersuchungen des Eisengefüges s. Z. dtsch. Ing. 1887 S. 109, Stahl u. Eisen 1889 S. 393 u. A.

Grund seiner bekannten Hypothese[57]) die erste Form der Gleichung der elastischen Linie, welche von Euler 1744 verbessert wurde. Die richtige Lage der sogen. neutralen Axe (Nulllinie) wurde zwar von Mariotte 1679 geahnt und von Parent 1713 klar ausgesprochen, blieb aber — trotz Coulomb's trefflicher Arbeit 1773 — bis in's 19. Jahrhundert meist verkannt. Navier war der Erste, welcher die elastische Linie zur Bestimmung der Spannungen und damit zur Berechnung der Stärkeabmessungen der Träger anwendete 1821. Er ist als Schöpfer der eigentlichen Baumechanik zu betrachten[58]). Weiter ausgebildet wurden seine Lehren durch Persy 1834, St. Venant 1837, Poncelet 1839, Weisbach 1848, Rebhann 1853, Bresse 1859 u. A.

Bresse führte 1859 den Kern des Querschnitts (noyau central) ein, der dann durch Culmann's gr. St. 1866 weiter entwickelt wurde und durch W. Ritter's Satz: „Widerstandsmoment = Querschnittsfläche mal Kernweite“ (gemessen auf der Kehrseite der Belastung) [im Civil-Ing. 1876 S. 309] zu einer so bequemen Be-

---

[57]) Die Bernouilli'sche Hypothese (häufig auch als Navier'sche Hypothese bezeichnet) lautet: Ein Querschnitt, welcher vor der Belastung eine zur Stabaxe normale Ebene bildete, bleibt auch nach der Biegung eben und normal zur Biegungsaxe (elast. Linie),

[58]) Durch sein berühmtes Buch „Leçons sur la résistance des matériaux et sur l'établissements des constructions en terre, en maçonnerie et en charpente. Paris 1826.“ Die 2te verbesserte Auflage v. J. 1833 wurde von Westphal in's Deutsche übersetzt unter dem Titel: Mechanik der Baukunst; wir bezeichnen sie fortan kurzweg als „Navier, Baumechanik“. Am werthvollsten ist die 3te Auflage, 1863 von St. Venant herausgegeben und durch seine ausführlichen Noten ergänzt und berichtigt; auch durch eine Geschichte der Elasticitätslehre bereichert, vgl. oben. Leider ist mir nur die 2te Aufl. der Westphal'schen Uebersetzung zugänglich.

rechnung[59]) derjenigen Träger geführt hat, welche nicht in der Richtung einer Hauptaxe des Querschnitts belastet sind, (so lange man, wie üblich, die hiebei auftretenden Drehungsspannungen vernachlässigt).

Navier hat bei seinen Formeln die Scheerspannungen unberücksichtigt gelassen; ihr Einfluss wurde zuerst[60]) durch St. Venant 1837 und Poncelet 1839 untersucht, allerdings zunächst unter der Annahme, dass sich dieselben gleichmässig über den ganzen Querschnitt vertheilen. Dies ist nicht zutreffend; die wirkliche Vertheilung der Scheerspannungen wurde erst durch die Betrachtung des Gleichgewichts der unendlich kleinen Theilchen des Trägers ermöglicht, welch letztere durch Cauchy seit 1827, Lamé 1852, St. Ve-

---

59) Die grosse Anschaulichkeit, welche der Kern bezüglich der Beurtheilung der Spannungen bei wechselnder Belastungsrichtung gewährt, wird noch nicht überall genügend gewürdigt; auch ist der Wunsch nach Einzeichnung des Kerns in die neue Auflage des sogen. deutschen Normalprofilbuchs für Walzeisen (R. I.-Z. 1883 S. 167) nicht erfüllt worden. In vielen Lehrbüchern der Festigkeitslehre vermisst man den Kern noch gänzlich; andere bringen ihn als Einschaltung bei der Biegungslehre. Da aber seine Bestimmung eine rein geometrische Aufgabe ist [Kernumfang = Ort der Gegenpole der den Querschnitt umhüllenden Geraden (bezogen auf die Centralellipse des Querschnitts)], so scheint es mir zweckmässiger, nach dem Vorgang Culmanns der Festigkeitslehre einen selbstständigen Abschnitt über Schwerpunkte, Trägheits- und Centrifugalmomente, Trägheitsellipse und Kern beliebiger Querschnittsflächen vorauszuschicken, was (ohne Geometrie der Lage und ohne nennenswerthe Rechnung) sehr einfach entwickelt werden kann. (Eine rein geometrische Ableitung gibt W. Ritter in Schw. Bztg. 1888 I S. 121 und 1889 II S. 43.)

60) Th. Young hatte schon 1807 auf die durch die Scheerkräfte beeinflusste Gestalt der sogen. Träger von gleichem Widerstand hingewiesen.

nant[61]) 1855, Clebsch 1862 u. A. ausgebildet wurde. Eine allgemeine Lösung dieser Aufgabe ist aber bis jetzt nicht gelungen. Dagegen ist der, m. W. zuerst von Wöhler Z. f. Bw. 1855 S. 121 und fast zu gleicher Zeit von Shurawsky[62]) 1856 eingeschlagene Weg zur Ermittlung der Scheerspannungen längs den Fasern (aus den Navier'schen Biegungsspannungen) für die Balkenberechnung i. Allg. vollständig ausreichend; denn damit hat man auch (nach der obigen Gleichgewichtsbetrachtung) die angenäherte Vertheilung der Scheerspannungen über den Querschnitt selbst, deren erste zeichnerische Darstellung m. W. wohl Köpke in H. Z. 1858 S. 225 geliefert hat. Hänel gab dann H. Z. 1861 S. 151 die zeichnerische Darstellung der Normal- und Scheerspannungen für sämmtliche Richtungen um einen Punkt im Innern herum, während Laissle & Schübler die Berechnung und Darstellung der Grösse der Hauptspannungen für sämmtliche Punkte des Querschnitts (in L. & Sch. 1857 begannen und) in der 2. Auflage 1863 vervollständigten. Es ergab sich hiebei der für Träger mit dünnem Steg wichtige, schon von Köpke betonte Umstand, dass in Querschnitten, wo gleichzeitig starke Biegungsmomente und Querkräfte wirken, die Grenzspannungen nicht mehr in den Randfasern, sondern im Innern dieser Querschnitte auftreten, ein Umstand, der

61) Das sogen. St. Venant'sche Problem ist seit dem „Mémoire sur la torsion des prismes“ 1855 und „sur la flexion des prismes“ (Journ. de Liouv. 1856, I) Gegenstand der Arbeiten der Theoretiker. Pochhammer hat dasselbe auf den für die Bautechnik wichtigen Fall, wo äussere Kräfte auch auf die Mantelfläche des Stabes wirken, ausgedehnt in seinen „Untersuchungen über das Gleichgewicht des elastischen Stabes“ Kiel 1879.

62) Vgl. Журавскій: О мостахъ раскосной системы Гау 1856. Der hieher gehörige Abschnitt dieses trefflichen, schon in § 4 S. 284 erwähnten Werkes ist übersetzt in Ann. d. ponts et chaussées 1856 II S. 328.

bei den älteren grossen Blechträgern häufig ausser Acht gelassen worden war (z. B. Brücke von Langon L. & Sch. I S. 45). In Rankine's applied Mechanics III. Aufl. 1864 S. 342 (die ersten sind mir nicht zugänglich) fand ich die erste Darstellung der Spannungstrajectorien. Durch Culmann's gr. St. 1866 wurde dann die graphische Festigkeitslehre[63]) eingeführt und die bequeme zeichnerische Ermittlung der Hauptspannungen gelehrt, während Mohr H. Z. 1868 die zeichnerische Ermittlung der elastischen Linie (als Seilcurve) zeigte.

Für Balken auf Endstützen genügt bei nicht unterschnittenen Profilen und bei nicht allzuschmalen Holzbalken im Allgemeinen die Navier'sche Berechnung; für andere Fälle wird die soeben geschilderte Art der Berechnung der Grenzspannungen auch heute noch überall angewendet[64]). Ihre Zulässigkeit für Baustoffe, welche dem Elasticitätsgesetz folgen, wurde, wenigstens für Balken, deren Höhe nicht gross gegenüber der Spannweite ist, durch die Arbeiten von Clebsch, Kirchhoff, St. Venant, besonders aber durch Pochhammer[61]) nachgewiesen, ebenso die Zulässigkeit der Navier'schen Biegungsformel 'zur Ermittlung der Trägerdurchbiegung[65]). Letzteres folgerte man auch schon aus den Belastungsproben der Britanniabrücke 1850 (Tdh. El. I S. 795). Je höher der Trägerquerschnitt

[63]) W. Ritter, Anwendungen der graph. Statik H. I: Die im Innern eines Balkens wirkenden Kräfte (besprochen R. I.-Z. 1889. S. 156), verwerthet besonders die Culmann'sche Elasticitätsellipse v. J. 1875.

[64]) Winkler's Lehre von der Elasticität und Festigkeit, 1867, hat in den Kreisen der Bauingenieure besonders klärend und fördernd gewirkt.

[65]) Erwähnt seien auch die Versuche von Intze, der die Richtigkeit der Biegungslehre innerhalb genannter Grenzen mittelst Spiegelbildern nachwies. Z. dtsch. I. 1881, S. 585.

gegenüber der Spannweite, um so mehr wird aber die Genauigkeit dieser Rechnungen beeinträchtigt. Die Bestimmung des Elasticitätsmoduls aus Biegungsversuchen führt daher (vgl. Bach[66]) leicht zu Irrungen, welche von mehreren Seiten durch die Wirkung der Scheerkräfte auf die Biegung zu erklären versucht werden, während Andere den Ausdruck Scheerspannung nur als abgekürzte Bezeichnung, bezw. als Rechnungshilfsmittel für eine besondere Art von Zug- und Druckwirkungen gelten lassen, deren Wesen noch nicht genügend erforscht und von dem Gefüge der einzelnen Baustoffe stark abhängig ist. Am verwickeltsten liegt die Frage beim Holz, dessen verschiedene Elasticitätsverhältnisse gegen Zug, Druck und Abscheerung in verschiedenen Richtungen m. W. noch nirgends eingehend genug untersucht wurden.

Wird die Elasticitätsgrenze überschritten, so stimmt die Bernouilli'sche Hypothese überhaupt nicht mehr; es treten dann starke Veränderungen in der Querschnittsgestalt ein, was durch Clark 1850, St. Venant 1863 (vgl. Tdh. I S. 793), Wehage Civ.-Ing. 1880 S. 13 und 81, Mohr Civ.-Ing. 1882 S. 133, Considère[67]) u. A. untersucht wurde.

Wie schon 1837 von St. Venant und Poncelet betont wurde, ist für die Festigkeit eines Trägers nicht die grösste Spannung, sondern die grösste Dehnung maassgebend, welch letztere aber nur bei isotropen Körpern einfach zu ermitteln ist (vgl. Wey. El. II

---

66) Bach, die Biegungslehre und das Gusseisen Z. dtsch. Ing. 1888, S. 193 u. 1089; oder Bach: Elasticität und Festigkeit. Berlin 1889/1890.

67) Considère: die Anwendung von Eisen und Stahl bei Constructionen; aus A. d. p. et ch. 1885 I und 1886 I übersetzt von Hauff. Wien 1888 (vgl. a. W. f. Bk. 1886, S. 5).

S. 161). Die Schwierigkeit wächst, wenn man es mit Baustoffen ohne ausgesprochene Elasticitäts- bezw. Proportionalitätsgrenze zu thun hat, wie z. B. dem Gusseisen[66]). Hier können nur ausgedehnte Versuche zur Erzielung brauchbarer Rechnungen führen. Hervorragend ist in dieser Beziehung das Werk von Bach: „Elasticität und Festigkeit“, wobei an Stelle des Elasticitätsmoduls der Dehnungscoefficient zur Anwendung gekommen ist. Da die neueren Versuche ohnehin bei allen Baustoffen eine mehr oder weniger mangelhafte Proportionalität zwischen Spannung und Dehnung nachgewiesen haben, verdient die Bach'sche Darstellung ganz besondere Beachtung. Mohr hat schon im Civ.-Ing. 1882 S. 138 die Mängel unserer Festigkeitslehre und den trübenden Einfluss unserer unvollkommenen Prüfungsvorrichtungen auf die Versuchsergebnisse beleuchtet. Letzteres that z. Th. schon Hodgkinson 1849. Besonders schwierig ist die Bestimmung der reinen (?) Scheerfestigkeit, wofür Kick in Ö. Z. 1890 S. 6 einen neuen Vorschlag macht. Jedenfalls bleibt in der Festigkeitslehre noch viel zu thun.

Erwähnt sei noch die Einführung des Arbeitsbegriffs in die Festigkeitslehre durch Clapeyron[68]) und seine Verwerthung seit 1874 durch Mohr, Castigliano u. A. (vgl. § 3 S. 246 und R. I.-Z. 1886 S. 265), wodurch neuerdings viele Rechnungen einfacher und allgemeiner behandelt werden konnten (zusammengestellt in Müller-Breslau „Neuere Methoden der Festigkeitslehre“ Leipzig 1886 und Wey. El. II).

---

[68]) Clapeyron's Theorem wurde wahrscheinlich vor 1852 aufgestellt; vgl. Tdh. El. I, S. 565. Menabrea behandelte schon in Comptes rendus 1858 I den Satz von der kleinsten Formänderungsarbeit; vgl. a. Z. f. Bkde. 1884 S. 451 (aus Comptes rendus 1885 I S. 714).

Die gleichzeitige Belastung eines Balkens durch Kräfte, die in verschiedenen Richtungsebenen wirken, was z. B. bei Treppenabsätzen vorkommt, behandelt Dr. Seipp im Centr.-Bvw. 1887 S. 393

Duhamel, Steiner und Wey. El. II S. 149 berücksichtigen den Einfluss einseitiger Erwärmung, Engesser D. B. 1889 S. 496 den Einfluss starker Erhitzung auf die Tragfähigkeit der Balken.

Als gefährlichste Laststellung wurde anfangs überall die gleichförmig über den ganzen Träger vertheilte angenommen. Eine schärfere Behandlung dieser Frage für Einzellasten scheint zuerst St. Venant in Comptes rendus 1843 S. 1275 geliefert zu haben. Dass für die Querkräfte Belastungsscheiden vorhanden sind, hat man zwar bald erkannt; die scharfe Bestimmung der Grösstwerthe der Momente und der Querkräfte für einen zusammenhängenden Lastzug ist aber wohl erst durch Culmann gr. St. 1866 gewonnen worden. Winkler vereinfachte die Bestimmung der grössten Querkräfte für unmittelbare Belastung in Ö. Z. 1870 S. 33; dann folgen die Arbeiten von Schäfer 1870, Weyrauch 1875, Šolin 1877, Almquist 1884, Schlotke und Hofmann je 1885 (vgl. Wk. Th. d. Br. I v. J. 1886 und R. I.-Z. 1886 S. 43) u. A. Göbel zeigte in seiner „Theorie der Maximalmomente einfacher Träger“ 1883 die Herstellung eines Netzes zur Bestimmung der gefährlichsten Laststellung, bei dem alles Probiren wegfällt und das von jeder Bahnverwaltung, welche viele Brücken für ein und denselben Lastzug zu berechnen hat, angefertigt werden sollte. Mit Hilfe des Momentenschema's[69])

[69]) Das Momentenschema wurde durch Culmann Gr. St. II. Aufl. 1875, S. 360 eingeführt. Eine etwas andere Anordnung gab Zimmermann in H. Z. 1877, S. 61; in Amerika ist dieselbe neuerdings in einer Art von Rechenschieberform in Gebrauch gekommen (Centr. Bvw. 1888, S. 364).

lassen sich dann die Grösstwerthe der Momente sehr rasch für jede Spannweite und jeden Querschnitt bestimmen.

Die zeitraubende frühere Art der Berücksichtigung der Einzellasten hatte überall das Bedürfniss nach einem Ersatz durch eine gleichwirkende (äquivalente) gleichförmig vertheilte Last hervorgerufen; man gab sich aber anfänglich meist groben Täuschungen über diese Werthe hin. Die ersten der Wahrheit nahekommenden Vorschriften über die Belastungsersatzwerthe gab 1884 das russische Wegebauministerium, vgl. R. I.-Z. 1885 S. 93 und 1887 S. 287[70]). Die ausführlichste Arbeit stammt von Winkler (Berliner Festschrift 1884 auch Th. d. Br. I Cap. 29), der eine allgemeine Theorie der „Belastungsgleichwerthe" mit Hilfe der Einflusslinien (vgl. unten) aufgestellt hat. Die von Leber bearbeitete österreichische Brückenverordnung Wien 1887 ist die neueste. Eine einfache Bestimmung der Ersatzwerthe für mittelbare Belastung fehlt aber immer noch.

Uebrigens kommt es mit Rücksicht auf die durch die Verkehrsstösse[71]) hervorgerufenen Zuschläge auch

---

[70]) Dort sind (als Nachträge zur S. 162 u. 163) die Verbesserungsmöglichkeiten jener Vorschriften angedeutet. Der daselbst angekündigte Nachtrag ist unterblieben, weil im Petersb. Ingenieur 1887, S. 339 die betreffenden Verbesserungen von Proskuriakow (nach Schäfer's Gesetz D. B. 1876 S. 348) angegeben worden sind. Eine zeichnerische Bestimmung der Belastungsersatzwerthe für Querkräfte zeigte Landsberg Centr. Bvw. 1888 S. 193. Die badischen Ersatzwerthe s. Z. dtsch. I. 1889 S. 324. Ueber den Einfluss bewegter Lasten s. Anm. 71.

[71]) Diese Verkehrsstösse sind abhängig von der Art und dem Zustand der Fahrbahn und der Fuhrwerke, daher ziemlich wechselnd, vgl. Fränkels Versuche mit dem Dehnungszeichner Civ. Ing. 1884 Bl. 32, ferner Considère a. a. O.[67]) oder D. B. 1889 S. 348,

gar nicht auf eine so haarscharfe Bestimmung der Ersatzwerthe an, wenn nur die gesetzmässige Veränderung dieser Werthe richtig berücksichtigt wird. Auf den Einfluss der stossweisen Wirkung der Belastung hat zuerst Young, Tredgold und Poncelet hingewiesen (R. G. M. S. 401); auf die häufig wiederholten Anstrengungen James & Galton 1849 und Wöhler[71]) 1858 vgl. a. Tdh. El. I S. 763—776.

Der Einfluss der Zeit und der sog. elastischen Nachwirkung ist noch nicht genügend untersucht; vgl. Mehrtens Stahl und Eisen 1889 S. 392 und Wey. Dim. S. 87 auch Tdh. El. I.

Die Einflusslinien (Influenzlinien) sind ursprünglich als ein Hilfsmittel zur Beurtheilung der ungünstigsten Laststellung für statisch unbestimmte Träger entstanden, haben sich aber immer mehr als allgemeine Hilfsmittel für die Bestimmung der gefährlichsten Laststellungen bei allen Spannwerksarten, namentlich auch allen Fachwerken erwiesen. Sie wurden fast gleichzeitig von Winkler Mittheil. d- böhm. Ing.-Ver. 1868 S. 6 für Bogenträger und von Mohr H. Z. 1868 S. 42—50 für durchgehende Träger angewendet. Fränkel

---

endlich Souleyre A. d. p. & ch. 1889 II S. 341. Bei kleinen Eisenbahnbrücken legt man oft eigens langgewalzte Schienen über die ganze Brücke, um die Verkehrsstösse zu vermindern. Aus diesem Grunde ist auch die Ausarbeitung starrer Formeln, welche den Einfluss wechselnder Spannungen bei der Querschnittsabmessung berücksichtigen sollen, von zweifelhaftem Werthe, um so mehr, als das Wöhler'sche Gesetz durch Bauschinger's neue Versuche (R. I. Z. 1889 S. 97) wesentlich eingeschränkt wurde. Bezüglich der Frage der zulässigen Spannung und der Fluth von Arbeiten hierüber sei verwiesen auf Wey. Dim. 1889. In Russland bleibt man mit Recht vorläufig noch auf dem durch Mohr, Laissle & Schübler, Mehrtens, Thurston u. A. vertretenen Standpunkt der Ablehnung starrer Formeln (s. übrigens Centr. Bvw. 1889 S. 255).

benützte sie 1872 zur Berechnung von Drehscheiben, Weyrauch führte 1873[72]) den Namen „Influenzcurven" ein. Fränkel in Civ.-Ing. 1876 S. 442 und Melan in H. Z. 1880 S. 219 zeigten die allgemeine Anwendung der Einflusslinien, auch auf einfache Träger[73]). Neuerdings werden die Hilfsmittel der Kinematik, welche durch Fränkel Civ.-Ing. 1875 S. 515[74]) in die Trägerberechnung eingeführt wurden, von Müller-Breslau und Rob. Land in zahlreichen Arbeiten für die Bestimmung der Einflusslinien verwerthet.

Barrenträger. Dies ist die Bezeichnung der aus einem einzigen Stück gegossenen Eisenbalken; sie wurde später auch auf gewalzte Balken übertragen, welch letztere die gusseisernen heute fast ganz aus dem Bauwesen verdrängt haben. Die gusseisernen Träger wurden möglichst als Träger von gleichem Widerstand ausgebildet. Bekannt sind die älteren Formen der Eisenbahnschienen in Fischbauchform, welch letztere Form irrthümlicherweise anfangs auch auf die durchgehenden Walzeisenschienen übertragen wurde[75]). Trotz ihrer ungünstigen Eigenschaften betreffs Biegungsfestigkeit hielten sich die gusseisernen Träger für kleinere Spannweiten im Hoch- und Brücken-

72) Vgl. Weyrauch: „Allg. Theorie der continuirlichen und einfachen Träger" Leipzig 1873 S. 50.

73) Siehe z. B. Müller-Breslau, graph. Statik der Bauconstructionen 1887 Bd. I. Eine Zusammenstellung der Arbeiten über Einflusslinien bis z. J. 1887 gibt Swain in T. A. 1887 II S. 52.

74) Fränkel's „Anwendung der Theorie des augenblicklichen Drehpunkts auf die Formänderung von Fachwerken und die Theorie des Bogenfachwerks mit 2 Gelenken" ist in § 3 S. 246 nachzutragen.

75) Der Scharfsinn, welcher zu dieser Walzkunst führte, ist immerhin anzuerkennen. 1820 walzte John Berkinshaw die erste brauchbare Eisenbahnschiene. Weiteres hierüber s. bei Steiner, Bilder zur Geschichte des Verkehrs S. 62 ff.

bau sehr lange (vgl. die älteren Jahrgänge der A. B.), bis sie allmälig durch die gewalzten I-Träger verdrängt wurden, deren Herstellung (auf Anregung von Chibon und erst nach langen Bemühungen) 1849 dem bekannten F. Zorès[76]) gelang. In Deutschland wurden die ersten I Eisen 1857 gewalzt. In England scheinen sie übrigens schon 1845 vorzukommen, wenn auch mit unsymmetrischem Querschnitt vgl. Fairbairns Versuche[78]) S. 62. Je höher der Steg, um so schwieriger ist es, den Flanschen durch das gewöhnliche Walzverfahren dieselbe Festigkeit zu geben, wie bei kleinen Trägern; deshalb ist es üblich, bei Steghöhen über 30 *cm* kleinere zulässige Spannungen anzunehmen. Das neue Walzverfahren von Hugo Sack soll diesen Uebelstand beseitigen (Centr. Bvw. 1887 S. 208).

Weiteres über die Geschichte der Barrenträger und ihre Anwendung im Hoch- und Brückenbau[77]) giebt Hg. B. E. S. 111, Rz. E. B. S. 282 und Mehrtens, Eisen und Eisenconstructionen Berlin 1887 S. 37—41, worauf hier verwiesen sei.

Die I Form war zwar schon vor Navier als zweckmässige Trägerform erkannt worden, wurde aber doch

---

76) Zorès ist auch der Erfinder der [u. 1852 der Λ Eisen; die Letzteren werden gewöhnlich als „Zoreseisen“ bezeichnet. Ueber ihre Vortheile für schiefe Belastungen (als Belageisen und Dachpfetten) s. R. I. Z. 1886 S. 29 u. 80. Zorès stellte 1853 sein Recueil des fers speciaux ... zusammen, das zahlreiche Anwendungen im Hochbau zeigt und in Z. f. Bw. 1854/6 besprochen ist.

77) In Ländern mit theuren Eisenpreisen, wie z. B. Russland, wird vielfach der I -Träger durch Zusammennietung alter Eisenbahnschienen ersetzt. Beachtenswerthe derartige Anwendungen sind die Ueberfahrtsbrücken der Orel-Witebsker Bahn von Lebedinsky, sowie die norwegischen Ueberfahrtsbrücken. Ueber letztere vgl. Centr. Bvw. 1886 S. 372.

78) W. Fairbairn: die eisernen Träger für Hoch- und Brückenbau; deutsche Ausgabe, 1859; auch Rz. E. B. S. 285.

erst durch seine Baumechanik wissenschaftlich begründet und verbreitet. Dähr nahm 1889 ein D. R. P. Nr. 46414 auf I Träger mit wellenförmigem Steg.

Die **Blechträger** d. h. die aus Stehblech, Winkeleisen und Deckplatten zusammengesetzten I Träger wurden schon 1820 im Hoch- und Schiffsbau eingeführt, während sie im Brückenbau erst in den 40er Jahren Anwendung finden (durch Brunel und Fairbairn[78]) und zwar meist in der Form von Kastenträgern. Doch kamen auch einfache Iförmige Träger zur Anwendung, wobei der obere Gurt wohl auch bogenförmig gewählt wurde (A. B. 1852 S. 167 und Hg. B. E. S. 212.) Sie fanden in England rasch zu immer grösseren Spannweiten Verwendung, wozu besonders die durch Rob. Stephenson 1845 veranlassten Biegungsversuche von Hodgkinson und Fairbairn[79]) beitrugen, in deren Folge Stephenson sich entschloss, die ursprünglich für die berühmte Britanniabrücke beabsichtigten Hängeketten, denen die Blechbalken nur als Versteifungsträger angehängt werden sollten, ganz wegzulassen und die Blechträger in Form von vollwandigen Röhrenbrücken selbstständig anzuwenden. Diese Britanniabrücke, 1846—1850 erbaut, galt als ein Markstein im Brückenbau und fand bald Nachahmungen. Doch erhoben sich auch sofort Bedenken gegen die Zweckmässigkeit solcher Riesenröhren, welche eine Eisenverschwendung darstellen und deren Berechnung nach der gewöhnlichen Biegungslehre wegen der für die Blech-

---

79) Ueber diese Versuche s. auch A. B. 1849 S. 175; sie kosteten 6530 £ und förderten zwar die Kenntniss der Festigkeit des Eisens im Allgemeinen, werden aber bezüglich der Förderung der Biegungslehre nach Culmann A. B. 1852 S. 176 u. 208 oft überschätzt. Clark's Berechnung der Britanniabrücke bot immerhin manches Neue. Vgl. Tdb. El. I S. 758—798.

wand nothwendigen zahlreichen Versteifungsrippen höchst unsicher wird. Schwedler in Z. f. Bw. 1851 S. 297 schlug vor, diese versteiften Blechträger als Ständerfachwerke aufzufassen und zu berechnen[80], Culmann in A. B. 1852 S. 100 will selbst die kleinen Blechträger durch Schrägsteifen in Strebenfachwerke verwandeln. Wenn auch diese Gründe gegen hohe Blechträger zunächst keinen Erfolg hatten, so drängten doch die grossen Windflächen und die durch einseitige Sonnenbestrahlung hervorgerufenen Uebelstände zur Auflösung der Blechwand in ein Gitterwerk, während Schwedler und Culmann a. a. O. schon das reine Fachwerk forderten. Heutzutage werden Blechträger nur ausnahmsweise für Spannweiten über 15*m* verwendet[81]).

Die Berechnung der Blechträger (ohne Rücksicht auf die Versteifungsrippen) wurde besonders durch Laissle & Schübler, der Bau der Brückenträger, seit 1857 gefördert (vgl. oben). Zum Entwerfen der Blechträger ist es wünschenswerth, eine einfache Formel

[80]) Die Berechnung solcher versteiften Blechträger als Fachwerke wurde dann durch Lentz: schmiedeiserne Balkenbrücken 1865 und durch Mohr Civ.-Ing. 1885 S. 306 noch schärfer betont; aber erst die Bogenbrücken der Berliner Stadtbahn sind in dieser Art berechnet worden. Die Auffassung der Blechträger, als wären sie durch die Nieten zu einem einzigen Stück (von der Tragfähigkeit ihres nutzbaren Querschnitts) verbunden, hat namentlich durch die Biegungsversuche von Harkort (R. I. Z. 1884 S. 98) einen Stoss erlitten. Drücken schwere Lasten auf kleine Flächen der Gurtwinkel, so weichen letztere, wenn Deckplatten fehlen, leicht aus; deshalb sind zu Schwellenträgern oft die gewalzten I Eisen vorzuziehen (Organ 1889 S. 199).

[81]) Für kleine Spannweiten, wo noch gewalzte Träger in Frage kommen, kann oft nur eine Vergleichsrechnung darüber entscheiden, ob Blech- oder Walzträger billiger sind. Anleitung dazu gibt Messerschmidt's Calculation der Eisenconstructionen (Auszug in D. B. 1886 S. 98); vgl. auch Anm. 80.

für das Widerstandsmoment 𝔚[82]) des Querschnitts zu besitzen, wozu Lucas Civ.-Ing. 1882 S. 37 u. 551, Skibinski Ö. W. 1886 S. 411 u. A. Beiträge lieferten. Die Benutzung von Tabellenwerken führt am raschesten zum Ziele, besonders Zimmermanns genietete Träger (bespr. R. I. Z. 1886 S. 95), ferner die neuen Tabellen der österr. Brückenverordnung von Leber, sowie von Stöckl & Hauser 1888.

B. Zusammengesetzte Balken.

Der Blechträger ist noch den gemeinen Balkenträgern zugezählt worden, weil er wegen des kräftigen

---

[82]) Die Vortheile, welche die zeichnerische Bestimmung der erforderlichen Gurtungsstücke aus der Momentenfläche gewährt, lassen sich am einfachsten durch möglichsten Anschluss an die Form $\mathfrak{W} = h_0 F_0 + \frac{\delta h^2}{6}$ erzielen, worin bedeutet: F_0 den nutzbaren Querschnitt eines Gurts, h_0 die Entfernung der Trägheitsmittelpunkte beider Gurten, h die Höhe und δ die Stärke des Stehblechs; häufig wird $h_0 = h$ gesetzt, was aber zu ungenau; $h_0 =$ der Entfernung der Gurtschwerpunkte zu setzen, wäre zwar etwas genauer, ist aber im Voraus nur mittelst roher Schätzung durchführbar. Am bequemsten scheint mir die Form $\mathfrak{W} = \alpha h \left(F_0 + \frac{\delta h}{6}\right)$, wobei α ein Zahlenwerth, der (mit Hilfe von Zimmermanns Tabellen berechnet) je nach der Anzahl der Deckplatten (0 bis 3) sich fand zu

0,6	bis	0,8	für	$h = 20$ cm
0,85	„	0,9	„	$h = 50$ „
0,92	„	0,94	„	$h = 100$ „
0,95	„	0,96	„	$h = 140$ „

Für zwischen liegende Werthe von h ist schätzungsweise zu interpoliren. Diese α gelten auch noch für Kastenträger.

Ueber die Nietverteilung bei den Stössen der Stehbleche s. R. I. Z. 1887 S. 150 Anm. 6 Fig. 8. Der Einwand, dass sich dann an jenen Stellen die Querträger schwieriger anbringen lassen, wird dadurch hinfällig, dass eine Verquickung beider Vernietungen überhaupt bedenklich ist, weil dann die Nietköpfe z. Thl. auf Herausziehen beansprucht werden.

Nietverbandes vielfach als einheitlicher Balken aus einem Stück (vgl. übrigens Anm. 80) angesehen wird. Bei Holzbalken ist eine so innige Verbindung nicht möglich.

Unterschnittene Querschnittsformen sind bei Holzbalken unzweckmässig; im Gegentheil, 2 oder mehrere zu einem Träger verbundene rechteckige Balken bedürfen oft noch besonders kräftiger eiserner Bolzen gegen die Scheerkräfte, denen das Holz wenig Widerstand leistet. Wir treffen daher im Alterthum und Mittelalter nur wenige Versuche mit zusammengesetzten Balken (vgl. § 4 S. ~~280~~ u. Anm. 54). Erst in der Neuzeit entwickelt sich der sogenannte:

Verstärkte Balken. V-D. A. Bd. 7 S. 57 beschreibt eine Balkenverstärkung des Mittelalters durch seitlich an den Hauptbalken angenagelte, nach der Mitte ansteigende und dort stumpf gestossene Bohlen oder Balken. Etwas weiter entwickelt findet sich diese Art der Balkenverstärkung (mit Verzahnung) im „Théatre de l'art du Charpentier“ von Mathurin Jousse 1664. Sonst findet sich in den mir zugänglichen Werken des 17. und 18. Jahrhunderts nichts Bemerkenswerthes[83]). Rondelet bât. III S. 68 Bl. 91 bildet die

83) Daraus darf allerdings noch nicht geschlossen werden, dass die Balkenverstärkungen damals fehlten; die wenigen noch vorhandenen Beispiele beweisen das Gegentheil. Allein die Schriftsteller jener Zeit hatten eben zu viel mit den 5 Säulenordnungen zu thun (selbst in den Ingenieurwerken von Bélidor seit 1735) und behandelten die Bauverbandlehre ziemlich nebensächlich. (In Werken über Baugeschichte wurde ja die Berücksichtigung der Bauverbandlehre eigentlich erst durch Viollet le Duc und Ungewitter eingeführt.) Besondere Werke über Bauverbandlehre waren selten (vgl. Anm. 13 und H. d. A. III, 1 S. 89 u. 131, auch Gg. Bc. I S. VI). Als Vater der neuen Bauverbandlehre gilt Gilly, dessen Landbaukunst 1804 erschien. (Mir ist nur die 5. Auflage 1831 zugänglich.)

Balken von Jousse ab und fügt hinzu, dass man den Hauptbalken auch aus Eisen herstellen könne. Er erwähnt ferner der künstlichen Sprengung der Balken mit Eintreiben eines Keils in den oberen Schlitz, wodurch nach Versuchen von Parent 1702 die Tragfähigkeit um $^1/_6$ vermehrt werde. Auf Bl. 99 bringt er die nach den Enden hin durch Sattelhölzer verstärkten und gegen die Wand gestemmten Balken, welche ein Mitteldding zwischen Sprengwerk und eingespannten Balken bilden und schon in § 4 S. 281 erwähnt wurden. Während nun im Hochbau die verstärkten Balken Verbreitung finden, bringen Bélidor, Gilly und Wiebeking[83]) noch Nichts von verstärkten Balken für Brückenbauten; sie gehen vielmehr, wenn einfache Jochbrücken nicht mehr ausreichen, gleich zu den Häng- und Sprengwerken über (vgl. die unzulänglichen Handwerksregeln, welche Wiebeking Bd. III S. 277—285 gibt). Als unselbstständige Brückentheile finden dagegen verschränkte und verzahnte Balken im vorigen Jahrhundert ausgedehnte Verwendung.

Verzahnte Balken. Statt der ansteigenden Verstärkungsbalken oder -Bohlen findet man schon vor 1658? beim Rathhaussaal in Amsterdam (nach Gg. Bc. Bl. 12) die Balken wagrecht über einander gelegt und verzahnt. Der Holzverband ist bei 14,35 *m* Spannweite schon ein sehr ausgebildeter; es sind 6 Einzelbalken

---

1812 folgte das bedeutende Werk von Rondelet L'art de bâtir. Die ersten eingehenderen Werke über Brückenbau stammen von Gilly: Grundriss der Vorlesungen über Wasserbaukunst 1797, Eytelwein & Gilly: prakt. Anweisung zur Wasserbaukunst 1802 bis 1824, Gauthey: Traité des ponts 1809—1813 und Wiebeking: Brückenbau und theoretisch praktische Wasserbaukunst von 1805 bis 1817. Weitere Werke sind verzeichnet bei Malberg: die Literatur des Bau- und Ingenieurwesens der letzten 30 Jahre, Berlin 1852.

in ziemlich richtiger Weise zusammengesetzt und schwalbenschwanzförmig an ihren Enden gestossen. Diese Schwalbenschwänze nützen allerdings nicht viel und werden daher später durch stumpfe Stösse ersetzt. Gewöhnlich nimmt man 2 ganze Balken über einander, sehr oft wird aber der obere durch 2, stumpf in der Mitte gestossene Balken ersetzt. Eine Sprengung des untern Balkens wird überall empfohlen. Wo 3 Balken nicht mehr ausreichen, nimmt man deren 5. Merkwürdiger Weise findet sich aber in zahlreichen und hochangesehenen Werken über Bauverbandlehre — von Triest's Landbaukunst 1809 Bd. III S. 501 an bis in die 80er Jahre herein — die Regel, dass oben 3 und unten nur 2 Balken zu nehmen seien, welch letztere (der Erleichterung der Sprengung wegen) in der Mitte stumpfgestossen werden, ohne dass ein Ersatz des Stosses durch eiserne Bänder angegeben wäre[84]). Dass hiebei trotz der Sprengung von einer Balkenverstärkung keine Rede mehr sein kann, es sei denn, dass die Enden angestemmt werden und dann einen ganz unzulässigen Schub auf die Mauern ausüben, ist dabei meist ganz verschwiegen worden. Die richtige Zahnvertheilung gab erst 1856 Shurawsky an[62]).

Um bei den verzahnten Balken das Ineinanderfressen der Hirnholzflächen der Zähne zu vermeiden, wurden Blei- oder Blechstreifen eingelegt. Das Anschneiden der Zähne muss mit ganz aussergewöhnlicher Pünktlichkeit geschehen, wenn sie alle richtig wirken und keine örtlichen Abscheerungen entstehen sollen. Um daher Ungenauigkeiten der Bearbeitung unschädlich

[84] In H. d. A. III, 1 S. 112 findet sich Letzteres wenigstens kurz angedeutet. Auf die durch die Sprengung bewirkte günstige Anfangsspannung darf man, besonders bei bewegten Lasten, nicht dauernd rechnen.

zu machen, stellte man absichtlich einen Zwischenraum zwischen den Hirnholzflächen der Zähne her und füllte denselben durch Holzkeile aus[85]. Doch lief man dann Gefahr, dass die Scheerflächen der Zähne durch allzu scharfes Antreiben der Keile im Voraus überangestrengt wurden und dass später durch das Schwinden der Keile bedenkliche Lockerungen entstanden[86]. Ein weiterer Uebelstand war der durch das Einschneiden der Zähne bewirkte Verlust an Balkenhöhe. Letzterer Umstand führte dann etwa zu Anfang dieses Jahrhunderts (?) zu den:

Verdübelten Balken, wobei zunächst die Balken dicht auf einander lagen und durch eiserne Bänder, oder Bolzen, fest aneinandergepresst wurden. Die Dübeleinschnitte waren anfangs wagrecht und rechteckig oder schwalbenschwanzförmig. Die Faserrichtung der Dübel nahm man quer, später (des schädlichen Schwindens wegen) in der Balkenrichtung selbst; man verwendete dann Hartholz, um ein Ineinanderfressen des Hirnholzes zu vermeiden; auch Eisendübel scheinen schon früh vorgekommen zu sein. Des besseren Anliegens wegen machte man die Dübel und Einschnitte bei der Cavalierbrücke in Berlin 1831 keilförmig (Rbg. Bk. S. 94, Abb. 262). Sonst aber scheint man an-

85) Die Anregung dazu mag von den Ausrüstungsvorrichtungen der englischen Lehrbögen für Gewölbe ausgegangen sein, welche Wiebeking 1817 a. a. O.[83] IV S. 213 als eine sinnreiche Vorrichtung von Rennie beschreibt, deren Grundgedanke übrigens schon 1760 von Mylne bei der Blackfriarsbrücke angewendet sei.

86) Trotzdem haben sich einzelne Brücken dieser Art gut gehalten, z. B. die alte Ferdinandsbrücke in Wien v. J. 1819, bei welcher (nach Ö. Z. 1876 S. 33) 3 Balken über einander von zus. 94 *cm* Höhe bei 32 *cm* Breite angewendet wurden, von denen sich 1875 noch 1/5 in gutem Zustand befanden. Spannweite 34 *m*, Sprengung in der Mitte 1,3 *m*.

fänglich der Dübelanordnung wenig Aufmerksamkeit geschenkt zu haben [87]), was wohl mit jener Vernachlässigung der Scheerkräfte in Navier's Baumechanik zusammenhing, (vgl. dessen § 510).

Als man nun aber auf die Scheerkräfte durch St. Venant und Poncelet (vgl. oben) und wohl auch durch üble Erfahrungen mit den oft schwachen und unrichtig vertheilten Dübeln aufmerksamer wurde, begann K. Etzel [88]) die Dübel schräg nach der Mitte ansteigend zu legen. In dieser Form sind die verdübelten Balken auch heute noch vielfach verbreitet, namentlich im Hochbau, wo sie sich wegen der geringeren Scheerkräfte und Erschütterungen in geschützter Lage meist auch bewährt haben. Die (nach Br. Bc. 1870 II S. 18) in der Eisenbahnzeitung 1845 S. 383 geschilderten Bruchversuche zeigten übrigens keine Vortheile der Schrägdübel vor den wagrechten. Wahrscheinlich entsprach eben ihre Stärke und Stellung beidemal nicht den Belastungen. Eine richtige Berechnung der Dübel wurde erst 1856 durch Shurawsky [62]) gelehrt, und seitdem hat man auch bessere Erfahrungen gemacht.

Schrägdübel aus einem Stück sind übrigens ebenso schwer genau anzuschneiden, wie die Zähne der verzahnten Balken, weshalb 1867 Pressel in den Normalien der österr. Südbahn die Schrägdübel verwarf und durch 2 Keildübel von solcher Höhe ersetzte, dass die Balken

---

87) Vgl. z. B. Eb. Etzel's Normalien zu Strassenbrücken A. B. 1841 Bl. 405.

88) (Der in Anmerkung 17 vermisste Nachruf für K. Etzel wurde in A. B. 1878 S. 71 nachgeholt.)

Rankine schlug im Manual of Civil Engng. 1862 (Kreuter's Uebersetzung S. 507) sogar vor, die Dübel und Bolzen unter 45° nach abwärts zu neigen.

1—2 *cm* auseinanderrückten. Er hoffte durch letzteres auch dem Eindringen der Fäulniss zwischen beide Balken vorzubeugen. Allein diese hohen Dübel haben sich unter den heftigen Verkehrsstössen bei Eisenbahnbrücken derart gelockert, dass man auf der Südbahn bald wieder zum festen Aufeinanderpressen der Balken zurückkehrte, während man die wagrechten Doppelkeildübel beibehielt.

Durch die schweren Locomotiven der Neuzeit entstehen so starke Scheerkräfte, dass die, durch fest angezogene Schraubenbolzen erzeugte Reibung zwischen beiden Balken zu Hilfe genommen werden muss, um ein Ausschlitzen in den Scheerflächen zu verhindern. Lockerungen der Bolzen sind aber im Anfang schwer zu verhindern und dies hat vielfach eine Abneigung gegen verdübelte Balken hervorgebracht, trotzdem sie, wenn ein Seitenschub auf die Widerlager vermieden werden soll, für Aushilfszwecke oft kaum zu entbehren sind. Man wende dann, um die Scheerfläche der Balken zu vermehren, schmale metallene Keildübel an, schütze die Hölzer vor dem Quellen und Faulen [am einfachsten durch Anstrich mit Carbolineum (R. I. Z. 1888 S. 170)] und eine dünne Asphaltlage zwischen den dicht auf einander liegenden Balken, und ziehe, namentlich im Anfang, die Bolzen und Keile häufig nach (letztere aber mit Vorsicht).

Das Ausführlichste über die Berechnung verdübelter Balken giebt Winkler, hölzerne Balkenbrücken 2. Aufl. Beachtenswerth sind auch die Belastungsversuche von Bassøe in Norsk teknisk Tidsskrift 1889 Bl. 11 u. 12. [Ebenda 1883 S. 14 sind gut angeordnete hölzerne Aushilfsbrücken (im Auszug in A. d. p. & ch. 1887 I Bl. 19) mitgetheilt.]

Die 1817 angestellten Versuche von Rondelet, Tredgold und Barlow (Nav. Baumechanik S. 300 u. Tdh. El. I S. 102) sind mir nicht zugänglich.

Klötzelholzbrücken. Ersetzt man die niedrigen Dübel durch hohe Holzklötze, so gelangt man zu den Klötzelholzbrücken, welche schon vor Navier bekannt gewesen sein müssen, da sie in seiner Baumechanik S. 296 empfohlen werden mit der Begründung, dass ihre Tragfähigkeit mit der Grösse der Entfernung beider Balken rasch wachse.

Trotzdem Navier die Scheerspannungen nicht berechnete, hielt er aber doch eine zu grosse Höhe der Klötze, bezw. deren Ersatz durch Ständer für bedenklich und fügte S. 297 hinzu, „dass bei höheren Ständern Andreaskreuze dazwischen zu ziehen seien", ein Rath, der nicht überall genügend berücksichtigt wurde.

Die Klötzelholzbrücken erlangten weite Verbreitung, namentlich in Oesterreich[89]), wo sie ihrer einfachen Herstellung wegen noch heute beliebt sein sollen. Falls 3 und mehr Balken über einander liegen, führen sie dort wohl auch den Namen „Traggeländerbrücken"[90]), weil die Hauptträger hiebei gleichzeitig als Geländer dienen. Für leichte Strassenbrücken mit geringem Verkehr mögen trotz der mit der Entfernung der Balken wachsenden und für Holz ungünstigen Scheerspannungen, solche Anordnungen noch zulässig sein. Wernher hat an der Biedenkopfbrücke in Hessen die Querklötze

---

89) Dort werden sie manchmal aus Rundholz hergestellt, daher wohl auch der Name Knüppelbrücken. Vgl. Winkler, hölzerne Balkenbrücken 1886 Cap. X S. 177 wo auch die Berechnung dieser Brücken angegeben ist.

90) Der übrigens auch für Bogensehnenträger (Rebhann a. a. O. S. 490) und geradlinige Ständerfachwerke (Ö. Z. 1858 S. 135) bei „Fahrbahn unten" gebraucht wird.

durch längs gelegte, mittelst je 2er Eisenbänder angepresste Holzstücke ersetzt (A. B. 1844 S. 23).

Der Eisenaufwand ist dann freilich fast gleich, der Holzaufwand grösser als bei Fachwerken, und die Verbindungen doch so mangelhaft, dass Rebhann, Theorie der Holz- u. Eisenconst. 1856 räth, die zulässige Spannung nur gleich der Hälfte bis $^2/_3$ derjenigen für vollwandige Brücken anzunehmen. Winkler sagt a. a. O.[89]), dass die schlecht verbundenen Balken oft nur wie Einzelbalken wirken. Nach Thometzek's Belastungsversuchen (Z. dtsch. Ing. 1863 S. 527) fand sich die Tragfähigkeit des Klötzelholzbalkens geringer, als diejenige eines verzahnten Trägers mit gleich starken Einzelbalken. Ganz schlechte Erfahrungen ergaben sich bei Eisenbahnbrücken mit ihren grossen Scheerkräften, besonders als man auf den zunächst einleuchtenden, in Wirklichkeit aber höchst unglücklichen Gedanken kam, die Querschwellen des Bahnoberbaues gleichzeitig als Klötze für die Tragbalken zu benutzen, eine Anordnung, welche vielfach in den älteren Normalien für Bahnbrücken spuckte. Die heftigen Erschütterungen beim Verkehr rüttelten solche Verbindungen rasch los und richteten die Brücken zu Grunde.

Bei ruhenden kleinen Belastungen dagegen, wie sie im Hochbau manchmal vorkommen, scheint man keine so üblen Erfahrungen gemacht zu haben, denn noch in der 1870er Ausgabe von Br. Bc. II S. 71 Bl. 14 findet sich die Angabe, dass statt der Klötze Ständer bis zu 1 Fuss Höhe angewendet werden dürfen, ohne dass weitere Versteifungen erforderlich seien.

Gerades Ständerfachwerk[91]). Der Uebergang von den Klötzelholzbrücken zum geraden

[91]) Ueber die Bezeichnung Ständer- und Strebenfachwerk s. R. I. Z. 1888 S. 205 Anm. 1. Gerade Fachwerke sind solche mit parallelen Gurten.

Ständerfachwerke vollzog sich, noch ehe man zur Klarheit über das Wesen des Fachwerks gelangte. Die aussteifende Wirkung der Kreuzstreben (Andreaskreuze) war allerdings schon lange bekannt; die Geländer an den römischen Holzbrücken z. B. sind fast durchweg mit Kreuzstreben versehen, was wohl Anlass zu der Vermuthung gab, dass die Römer schon das gerade Ständerfachwerk gekannt und benützt hätten[92]. Die Versuche von Barlow 1817 und Duleau 1820 zeigten in der That, dass das Einschalten von Kreuzstreben in Klötzelholzbrücken die Tragfähigkeit ausserordentlich erhöht, und Navier (Baumech. S. 300) bemerkt hiezu, dass die Tragfähigkeit so verbundener

---

92) Vgl. A. B. 1865 S. 11 Fussnote, wo Prou sich auf die Abbildungen der Schiffsbrücken an der Trajanssäule beruft. In Montfaucon, L'antiquité, Paris 1719 konnte ich nirgends solche Traggeländerbrücken finden. Die Schiffe lagen ja bei den Römern meist dicht zusammen, so dass das Bedürfniss nach einer Verstärkung der Balken durch das Geländer selten vorhanden war (vgl. unten); auch sind die Verbindungen ihrer Geländerhölzer unter einander nicht genügend, um sie als Stäbe eines Fachwerks auffassen zu können. Eher scheint eine Abbildung in Rich, röm. Alterthümer (dtsch. Ausg. 1862 S. 483) für ein Kreuzstrebenfachwerk zu sprechen; sie soll von der Säule des Antonin stammen, doch konnte ich in Montfaucon Nichts derartiges finden. Ob es nicht bei Rich sich blos um das Geländer einer gemeinen Balken- oder einer Schiffbrücke handelt, bei welcher die Schiffe, die sich in Montfaucon's Abbildungen von der Antoninssäule Bd. IV S. 190 noch finden, seitdem irgendwie unkenntlich geworden sind? — S. 106 sieht man solche Kreuzgeländer auf einem verstärkten Träger, der aus 4 glatt über einander gelegten Balken besteht, vgl. Anm. 54.

Wo sonst von römischem Fachwerk gesprochen wird, z. B. im H. d. A. II, 1 S. 140, sind darunter die Riegelwände der Landhäuser verstanden. Um Verwechslungen zu vermeiden, dürfte sich hiefür die Bezeichnung „Riegelwände" oder „Fachwände" empfehlen.

Balken, wenig von der nach seinen Formeln berechneten abweiche, während sie beim Mangel von Kreuzstreben geringer sei.

Auch Rondelet hat überall Kreuzstreben zur Aussteifung empfohlen; weder er noch Navier gelangte aber zum Fachwerksgedanken, wie schon im § 3 S. 24 ausgeführt wurde.

Dass bei der Anwendung von steifen Kreuzstreben die Holzständer überflüssig, ja dem Anspannen der Kreuzstreben geradezu hinderlich sind, und daher besser durch Spannbolzen ersetzt werden, hat wohl zuerst der englische Major By (oder B-y (?) vgl. Z. dtsch. I. 1873 S. 658) erkannt. Er gelangte hiedurch, wie in Anm. 33 erwähnt, schon 1811 zu derjenigen Anordnung, welche den „Grundgedanken der Howe'schen Verbesserung des Long'schen Fachwerks“ bildet und will solche Träger bis zu 400′ Spannweite anwenden. Die Streben greifen aber einseitig an und ihre Verbindung mit den Gurten ist bei By wesentlich mangelhafter als bei Howe[93]); daher scheint By zunächst wenig Anklang gefunden zu haben, ja wieder ganz vergessen worden zu sein, trotzdem Weiss in seinem Lehrbuch der Baukunst 1830 ihn sehr rühmte [vgl. Bauernfeind's Bericht in Ö. Z. 1855 S. 275 m. Abb., der dazu anregte, diese Brücken als By'sche statt als Howe'sche zu bezeichnen];

---

93) Die Stemmklötze von Howe fehlen nämlich bei By; die Gurtung bildet By als breites Rechteck aus und zwar durch Uebereinanderlegen von je vier, 3″ starken und 15″ breiten Bohlen deren Stösse versetzt sind, eine Anordnung, die sich bei nur einem Balken wohl rechtfertigen lässt. (Shurawsky a. a. O.[62]) will hochkantig und dicht gestellte Bohlen mit versetzten Stössen zu den Gurtungen der Howe'schen Brücken verwenden, was heute meist wieder verlassen ist, trotzdem dabei die Stossdeckung und die Auswahl gesunden Holzes erleichtert wird. Die Abwässerung dagegen ist hiebei sehr erschwert.)

doch bleibt noch festzustellen, ob By den Fachwerksgedanken so klar erfasst hatte, wie Long und Howe (vgl. Anm. 50). Vorläufig ist dies zu bezweifeln, da selbst Navier 1833 noch ausschliesslich die Biegungsgleichungen zur Berechnung solcher durchbrochener Balken mit Kreuzstreben verwendete.

Der reine Fachwerksgedanke reifte wohl erst am uneigentlichen Hängewerk aus und zwar — nachdem das deutsche Fachwerk wieder in Vergessenheit gerathen war, — hauptsächlich durch den Amerikaner Long 1829, wie schon in § 4 entwickelt wurde. Dabei bleibt es noch zweifelhaft, ob Long die Bedeutung der Gegenstreben im einfachen Fachwerk richtig erkannte. Bei seinen ursprünglichen Anordnungen mit steigenden Hauptstreben und stumpf eingesetzten Gegenstreben Abb. 15ᵃ wirken letztere ja richtig, während bei seiner 1839 erfolgten Einführung von Zugstreben Abb. 15ᵇ wieder Zweifel entstehen. Auch bei der Howe'schen Anordnung treten die Gegenstreben nur dann ausser Wirkung, wenn die Spannbolzen nicht allzu scharf angezogen werden. Erst als Pratt 1844 das Long'sche Fachwerk mit dünnen eisernen Zugstreben (welche keine Druckspannungen aufnehmen können) versah, tritt die Bedeutung der Gegenstreben klar zu Tage. Da aber nach Cooper T. A. 1889 II. S. 11 die damaligen amerikanischen Ingenieure wenig theoretische Bildung besassen, dürfte die Kenntniss der Grenzspannungen des einfachen Fachwerks auch bei Pratt noch gefehlt haben und wohl erst durch die Arbeiten von Whipple 1847?, Culmann A. B. 1851 S. 85 u. Schwedler Z. f. Bw. 1851 S. 166 geschaffen worden sein[94]). Hiefür spricht auch der Um-

[94]) Man müsste demnach das gerade Ständerfachwerk mit Zugstreben Long, bezw. Whipple (?), Culmann oder Schwedler zuschreiben. Statt dessen wird es in England und Frankreich nach Pratt, in Deutschland häufig nach Mohnié benannt, vgl. unten.

stand, dass bis dahin noch in allen Feldern Gegenstreben sich finden, trotzdem dies nur bei Holzbrücken eine Berechtigung hat, weil dadurch dem Schub der Hauptstreben auf die schwachen Holzfasern der Gurtbalken entgegengewirkt werden soll. Ueber die weitere Entwickelung der hölzernen Fachwerksbalken s. § 4 S. 71—74.

Die Uebertragung der Howe'schen Anordnung auf ganz eiserne Brücken durch Harbach 1846 und diejenige der 2ten Long'schen Anordnung (mit Zugstreben) auf Eisen durch Rider 1847 (vgl. Z. f. Bw. 1862 Bl. 36 u. T. A. 1889 II S. 13) ist daher eine unfreie, indem in allen Feldern Gegenstreben angebracht sind; eher lassen sich letztere rechtfertigen bei den Schiffkornbrücken, welche 1854 in Oesterreich aufkamen, weil hier die Obergurtstäbe nur von einem Knotenpunkt zum andern reichen und dort stumpf gestossen sind[95]).

Der Erste, welcher die überflüssigen Gegenstreben der Endfelder wegliess, war wohl (nach T. A. 1889 II S. 101 Bl. 16) Squire Whipple, welcher 1846 den sogen. „Whippleträger" schuf, dessen Kennzeichen besonders im schrägen Abschluss der Endfelder besteht[96]). Whipple hatte demnach ein richtiges Gefühl für die Kräftewirkung in seinem Fachwerk, scheint sogar dessen Berechnung gekannt zu haben vgl. unten. Nur

---

[95]) Gegenstreben erleichtern dann die Aufstellung dieser Brücken; sie fanden daher rasche Verbreitung, wozu noch beitrug, dass man für grössere Spannweiten einfach 2—4 solcher Rahmen über einander setzte, ohne die Stärken der Eisentheile zu vermehren. Der Einsturz der Pruthbrücke 1868 brachte diese Schiffkornbrücken in Verruf; vgl. Rz. E. B. S. 314 und Winkler Gitterträger S. 53 u. 175; auch Ö. Z. 1854 Bl. 1—8.

[96]) Später trifft man bei den Whippleträgern und anderen geraden Ständerfachwerken wieder in allen Feldern Gegenstreben, was nach Gleim H. Z. 1876 S. 103 auf einen Irrthum in den damaligen amerik. Lehrbüchern zurückzuführen ist.

seine Belastungsersatzwerthe wurden später als zu leicht befunden vgl. a. Railroad-Gaz. 1889 S. 253.

Selbst nachdem Culmann an dem Beispiel der Wyebrücke in Chepstow, [die er aus Mangel an genaueren Zeichnungen für ein gerades Fachwerk ansah] in A. B. 1852 S. 186 zum erstenmal die Berechnung eines Ständerfachwerks mit flachen Zugstreben[97]) gezeigt hatte, dauerte es in Europa noch ziemlich lange, bis die erste Ausführung, Abb. 17^{b} folgte. Es ist dies m. W. die Ilmenaubrücke bei Bienenbüttel, 1859 von v. Kaven erbaut, (H. Z. 1865 Bl. 333); dann kam die Brücke über den alten Rhein bei Griethausen von Hartwich 1863, worauf bald diese Brückenträger sehr beliebt wurden. (Z. f. Bw. 1865 S. 331) Köpke hatte in H. Z. 1858 S. 251 als günstigsten Neigungswinkel der Streben 35° 15′ berechnet. Die Endfelder werden neuerdings auch in Europa vielfach abgeschrägt.

Bei den Ständerfachwerken mit mehrfachem Strebenwerk sind 2 verschiedene Anordnungen zu unterscheiden:

α. Die Hauptstreben sind alle steigend oder alle fallend gerichtet, die erstere Anordnung ist bei Howeschen, die letztere bei eisernen Ständerfachwerken (und zwar beides im Lauf der 40er Jahre) aus dem Bedürfniss entstanden, bei grösseren Spannweiten die Feldweiten zu verringern. Da jedoch die steifen Träger dann statisch überbestimmt werden[98]), so herrscht

[97]) Die flachen Zugstreben werden in manchen Lehrbüchern als schlaffe bezeichnet; das heisst aber ihren Ausnahmezustand als Hauptsache hervorheben, wie schon R. I. Z. 1887 S. 150 (vergebens) bemerkt wurde. Im Mittelfelde symmetrisch angeordneter Träger können bei gleichförmiger Belastung und Fahrbahn unten u. U. beide Streben gleichzeitig gespannt sein; vgl. ebenda S. 160.

[98]) Früher wurden allgemein die Streben auch an ihren Kreuzungsstellen vernietet, in der Absicht, das Klappern der Flach-

neuerdings das Bestreben vor, wieder zu dem einfachen Strebenwerk zurückzukehren; um aber dann die Stäbe des Fahrbahngurts nicht zugleich auf Biegung zu beanspruchen, hat man wohl seit Pettit 1862? diese Gurtstäbe als unterspannte Balken (Nebenfachwerke) angeordnet, vgl. unten.

β. Die einzelnen Felder werden mit Kreuzstreben versehen, deren Querschnitte beide steif (jedoch bei den fallenden Streben auch flach) sein können. Diese Anordnung lehnt sich unmittelbar an die hölzernen Kreuzstreben an. Da aber die Holzstreben stumpf eingesetzt, die Eisenstreben dagegen verbolzt sind[99]) so wirken letzternfalls stets beide Streben zugleich und das Fachwerk wird daher überbestimmt. Die erste Anordnung dieser Art gab Gg. Smart, der im Jahre 1822 ein engl. Patent Nr. 4688 auf seine „Mathematical chaines for bridges“ nahm. Das Smartsche Fachwerk besteht aus mehreren rechteckigen Rahmen mit Kreuzstreben, die in 2 oder 4 Reihen über einander liegen, (wie später bei Schiffkorn[95]). Die Stäbe sind alle mit Oesen versehen und so leicht, dass sie von einem Mann getragen und bequem mittelst Bolzen zusammengesetzt werden können[100]).

eisen im Winde zu verhindern. Dies führte jedoch zu bedenklichen Verbiegungen der Stäbe bzw. zum Losrütteln der Nieten. Ueber andere Anordnungen s. R. I. Z. 1888 S. 209 Anm. 16; besonders beliebt ist das Verschrauben mit weiten Bolzenlöchern; der Spielraum befördert aber die Rostgefahr, daher kommen neuerdings federnde Klammern auf.

99) Mit Ausnahme der schon oben besprochenen Anordnungen von Harbach und Schiffkorn[95]), und der älteren Aussteifungen von Rondelet u. A.

100) In sofern können Smart's Brücken als die Vorläufer der gegenwärtigen zerlegbaren Kriegsbrücken angesehen werden. Die im H. d. I. W. II, 2 S. 348 erwähnte besondere Schrift von

Da Smart's Stäbe aus Gusseisen bestanden und seine Anordnung geringe seitliche Steifigkeit besass, scheint er wenig Anklang gefunden zu haben. Die späteren Ständerfachwerke mit Kreuzstreben entstanden aus dem Bedürfniss, kleinere Strebenquerschnitte, daher bequemere Befestigung an den Gurten und gleichzeitig lauter symmetrische Felder zu erhalten (eine Anordnung, die nach Ansicht Vieler schöner aussieht als beim einfachen Ständerfachwerk). Die ersten derartigen Brücken entstanden 1857, nämlich die Flackenseebrücke bei Erkner mit einfachen und die Moselbrücke bei Coblenz mit mehrfachen Kreuzstreben (Hg. B. E. S. 288). Die Bequemlichkeit der Verbindungen wurde freilich manchmal durch einseitige Befestigung der Streben an den ⊤ Gurten erzielt, was starke Drehungsmomente in letzteren hervorruft[101]). Auch hat die feste Vernietung der Streben an den Kreuzungsstellen sich nicht bewährt[98]). Trotz der Ueberbestimmtheit sind die Ständerfachwerke mit Kreuzstreben noch heute beliebt, wie die Brücke über die Ravennaschlucht von Engesser beweist (H. Z. 1889 Bl. 28), bei welcher aber obige Fehler vermieden und die Ständer nebensächlich sind, vgl. unten.

Die **Berechnung** des **mehrfachen** Ständerfachwerks geschieht seit Schwedler's Vorgang 1851 durch

---

Smart ist mir nicht zugänglich; aus seiner Patentschrift aber ist nicht klar zu ersehen, ob Smart seine Anordnung als Balkenfachwerk oder als Hängefachwerk (vielleicht auch verbundenes Häng- und Sprengwerk) gedacht hat. Letzteres ist wahrscheinlicher und dann wäre Smart bezüglich der Versteifung der Ketten ein Vorläufer von Wendelstadt und bezüglich des raschen Auf- und Abschlagens seiner Brücken ein Nachfolger von Leonardo da Vinci (vgl. § 4 S. 35 u. 37).

101) Vgl. Considères Annäherungsrechnungen in A. d. p. & ch. 1887 I S. 372 oder W. f. Bk. 1887 S. 436.

Zerlegung in Einzelfachwerke und entsprechende Theilung der Belastung (vgl. Wey. best. Tr. I S. 301). Bei lauter gleichgerichteten Hauptstreben ist dies genügend genau (vgl. Wklr. Th. d. Br. II S. 104). Bei Kreuzstreben aber entstehen mehr oder weniger grosse Fehler, wie schon Schwedler bemerkte und Mohr in H. Z. 1874 S. 523 ziffermässig nachwies. Immerhin wird auch bei letzteren Trägern jene Zerlegung für die vorläufige Querschnittsbestimmung zweckmässig sein. Manche Ingenieure, z. B. Winkler[102]) und Engesser, betrachten die Ständer nur als Hilfsmittel zur Befestigung der Fahrbahn, das man bei der Berechnung der Hauptträger vernachlässigen kann (vgl. übrigens Schw. Bztg. 1890 I S. 87). Dies führt uns zum doppelten Strebenfachwerk und dessen Vorgänger, dem:

Gitterbalken. Statt die beiden, zur Verstärkung des Trägers auseinandergerückten Balken durch Klötze und Bolzen zu verbinden, hat der Amerikaner Town, in richtiger Erkenntniss des Ungenügenden dieser Verbindung, schräge Holzlatten in 2 sich kreuzenden Schaaren an die Balken genagelt; er ersetzte bald auch die Gurtbalken durch hochkantig gestellte Bohlen, um die Stossdeckung zu erleichtern[93]), und erhielt auf seine Lattenbrücken (Lattice bridges) 1820 ein Patent (T. A. 1889 II S. 8). Die bequeme Herstellung solcher Brücken verschaffte denselben raschen Eingang, da jeder Bauer solche Brücken zusammennageln konnte.

Für kleinere Spannweiten und leichten Verkehr hielten sich diese Lattenbrücken verhältnissmässig gut.

---

[102]) Vgl. Winkler Gitterträger Wien 1876, wo S. 340—356 alle bis dahin bekannt gewordenen Gitter- und Fachwerksbrücken aufgezählt sind. Die Ständerfachwerke mit Kreuzstreben finden sich dort unter den „Brücken mit Netzwerk aus Formeisen und einfachen Wänden“.

Als man diese Bauart aber auf grössere Spannweiten ausdehnte, machte sich das Ungenügende der Befestigungsweise der Streben an den Gurten und die geringe Steifigkeit der Druckstreben in immer unangenehmerer Weise fühlbar, so dass man vielfach Verstärkungsbögen einziehen musste und das Vertrauen in diese Brücken ganz verlor. Nach Cu. A. B. 1851 S. 105 kamen i. J. 1849 nur noch im fernen Westen neue Brücken dieser Art und nach Henz, Z. f. Bw. 1862 S. 105, i. J. 1859 gar keine Neubauten mehr vor; heute werden diese Träger wieder für leichte Fusswegbrücken angewendet und hiezu mögen sie manchmal ganz am Platze sein (T. A. 1889 II S. 567).

Auch Lattenbrücken mit gebogenen Gurtformen kommen vor (A. B. 1845 Bl. 645 u. 1851 Bl. 396). Die Holzbandbrücken von Remington (A. B. 1851 S. 82 u. Bl. 397) gehören halb zu den Hänge-, halb zu den Gitterbrücken und haben keine Verbreitung gefunden.

Die eisernen Gitterbrücken sind einfache Nachbildungen der Town'schen Lattenbrücken und gegen letztere in so fern im Vortheil, als die Nietbefestigung der Flacheisen an den Gurten sicherer ist, wie die Annagelung der Holzlatten; dagegen tritt der Nachtheil der geringen Steifigkeit der Druckstreben bei den schmalen Flacheisen noch stärker hervor als bei Holzlatten und machte bald die Einschaltung von Versteifungsrippen nothwendig. Town selbst hatte schon sein Patent auf Eisen ausgedehnt, dasselbe aber in dieser Richtung nicht ausgenützt. Ueberhaupt sind in Amerika eiserne Gitterbrücken äusserst selten; man zog dort die Nachahmung der Long'schen bezw. Howe-schen Fachwerke in Eisen vor, da deren Ueberlegenheit genugsam erprobt war.

In England entstanden kleinere eiserne Gitterbrücken zu Anfang der 40er Jahre; gleich bei der ersten grösseren Spannweite aber, nämlich der Royal Canalbrücke bei Dublin 1845 zeigten sich die Schäden der geringen Steifigkeit so stark, dass sie keine Beliebtheit erlangten. In Deutschland hat Henz den Gitterbrücken grosse Verbreitung verschafft, nachdem die Belastungsversuche an der Neissebrücke bei Guben 1846 sehr günstig ausgefallen waren. Selbst auf so grosse Spannweiten wie die Dirschauer Weichselbrücke 1850—1857 wurde das Gitterwerk ausgedehnt, obgleich schon 1851 Culmann und Schwedler eindringlich vor diesem Rückschritt warnten; ja das Beispiel dieser Brücke, die im übrigen treffliche Neuerungen[103])

---

[103]) Dieser grossartige Brückenbau gab Anlass zu Versuchen über die besten Gurtquerschnitte, den besten Eisenanstrich, besonders aber über die besten Formen der Nietköpfe. Nach Z. f. Bw. 1861 S. 478 wurde als das Zweckmässigste erachtet die Korbbogenform des Nietkopfes (Drehellipsoïd) mit kegelförmigem Ansatz des Schaftes (vgl. Abb. 21a); sie findet sich heute noch in den meisten Lehrbüchern über Brückenbau empfohlen, obgleich sich hiegegen zweierlei Bedenken erheben. Erstens ist beim Handnieten nur die Kugelform für das Schlagen des Schliesskopfes als geeignet zu bezeichnen und zweitens werden bei dem kegelförmigen Ansatz des Schaftes die Eisenfasern zu scharf umgebogen, zumal bei flusseisernen Nieten. Auch fällt es schwer, bei dem häufig erforderlichen Ausweiten der Nietlöcher stets ein genaues Einpassen der Nietkegel in die Versenkungen zu erzielen was Anlass zum Lockern und zum Rosten bietet. Vielfach wird daher der Kegelansatz ganz weggelassen; doch sind dann die Uebelstände noch grösser und der schroffe Schaftrand des Setzkopfes ist selten frei von Schlacken und Unebenheiten.

Harkort wendet daher schon lange einen kräftigen Kugelkopf mit abgerundetem Schaftansatz nach Abb. 21b an, der sich nach Mittheilungen von Ing. Traub wesentlich besser bewährt. Auch in einigen französischen Werken findet sich diese Abrundung

aufwies und bei welcher zum ersten Mal ein Wechsel in den Gurtquerschnitten gemäss deren Grenzspannungen Eingang fand, wirkte ansteckend auch bei der Wahl der Ueberbauten der Kölner und Kehler Rheinbrücke 1856 bezw. 1858, sowie vieler grosser Schweizerischer Brücken von Etzel vgl. Hg. B. E. S. 273—284. Am längsten hielten sich die Gitterbrücken in Frankreich.

Allein der Eisenaufwand für die Versteifung des Gitterwerks war ein sehr grosser und doch ungenügender; auch Ruppert's Einführung waagrechter (anstatt der bisherigen lothrechten) Versteifungsrippen bei der Kinzigbrücke in Offenburg 1857 machte die Sache nicht viel besser.

Als aber Barton 1855 an der Boynebrücke bei Drogheda die gedrückten Stäbe durch aufgenietete Winkeleisen versteifte und fast gleichzeitig Ruppert an der Saalbach- und verschiedenen anderen Brücken die Flacheisen durch ⥿-förmige Druckstäbe ersetzte, auch Beide die Maschenweite vergrösserten, gelangte man mehr oder weniger unbewusst[104]) zum reinen Strebenfachwerk.

---

empfohlen. Bei Maschinennietung könnte diese Abrundung mit einem korbbogenförmigem Nietkopf vereinigt werden.

Weiteres über Festigkeit der Nieten und die beste Nietvertheilung bei Fachwerksbrücken (welch letztere zuerst von Schwedler D. B. 1867 S. 451 angegeben wurde) s. b. Wey. Dim. S. 126—164, ferner Considère a. a. O. [57]) und Engesser Z. dtsch. Ing. 1889 S. 399.

[104]) Es ist bei manchen Brücken schwer zu entscheiden, ob sie noch zu den Gitterträgern oder zum Strebenfachwerk zu rechnen sind, da früher beide unter demselben Sammelnamen, nämlich als Gitterträger veröffentlicht wurden. Schwedler in H. Z. 1859 S. 470 fasst die Boynebrücke schon als Strebenfachwerk 5 facher Ordnung auf. [Ob sie auch von Barton so aufgefasst und berechnet wurde?]. Wir zählen mit Schwedler diejenigen Gitterträger, bei denen an jedem Knotenpunkt des Fahrbahngurts Lasten angreifen,

Ein Wechsel in den Stärkeabmessungen der Gurten und Streben findet sich wohl erstmals, wenn auch nicht ganz richtig berechnet, bei der Dirschauer Brücke (H. Z. 1859 S. 469); später kehrte man wieder zu gleich starken Streben zurück, wechselte aber die Maschenweite (Hornbostel) oder die Neigung der Streben (Ruppert) vgl. Winkler Gitterträger S. 29 und Rz. E. B. S. 318. Diese beiden Anordnungen sind aber unzweckmässig und daher wieder verlassen. Letzternfalls geriethen die Streben in der Trägermitte so flach, dass sie eines bedeutenden Knickzuschlags bedurften, weshalb keine Ersparniss zu erzielen war.

Mohnié schlug 1854 (Z. f. Bw. 1858 S. 277) vor, die Druckstreben möglichst kurz zu machen, also lothrecht zu stellen, wobei auch die so nachtheilige einseitige Befestigung der Streben an den Gurten (vgl. Anm. 101) leichter vermieden werden konnte. Man hat mehrfach Mohnié als den Erfinder des eisernen Ständerfachwerks mit Zugstreben bezeichnet[94]) und seine Erläuterungen a. a. O. scheinen ein solches anzustreben; allein, wie Schwedler schon in H. Z. 1859 S. 441 bemerkte, entsprechen seine Musterzeichnungen keineswegs dieser Auffassung, stellen vielmehr nur eine verbesserte Anordnung der bisherigen Gitterträger[104]) dar. [Als neues Fachwerk könnte Mohnié's Träger keinenfalls gelten; denn das einfache und mehrfache Ständerfach-

---

zu den Strebenfachwerken; alle übrigen, bei denen die Lastvertheilung äusserst zweifelhaft und ungünstig ist, zu den Gitterträgern; bei letzteren ist die Berechnung mittelst Zerlegung in mehrere einfache Fachwerke nicht durchführbar, da an einzelnen Theilträgern gar keine Fahrbahnlasten angreifen. Winkler versuchte in A. B. 1869 S. 191 eine genauere Theorie dieser letzteren Gitterträger, mit und ohne Vernietung der Gitterstäbe an ihren Kreuzungsstellen.

werk mit Zugstreben war ja in Amerika schon in den 40er Jahren vorhanden und ist 1851 durch Culmann und Schwedler theoretisch klargelegt worden (vgl. a. Ebert, Eisenbrücken S. 12).]

Als Vorläufer der Latten- und Gitterbrücken könnte man auch Palladios Hängewände bezeichnen, vgl. § 4 S. 61.

Gerades Strebenfachwerk[105]. Das einfache gerade Strebenfachwerk, aus lauter aneinandergereihten gleichschenkligen Dreiecken bestehend, wurde zuerst durch den Belgier Neville 1846 (nach Z. dtsch. I. 1873 S. 714 sogar schon 1840 erfunden und 1845) in das Bauwesen eingeführt (A. B. 1848 S. 182). Es geht aus dieser Quelle aber nicht klar hervor, ob Neville vom Fachwerksgedanken (aneinandergereihte Dreiecke) oder von der Vereinfachung des bereits vorhandenen (?) Gitterträgers ausging[105]. Auch ist es zweifelhaft, ob Neville mit der Theorie seines Trägers hinlänglich vertraut war; die mangelhaften Verbindungen der Streben mit den Gurten und deren durchaus gleichbleibende, für Druckstreben ganz ungenügende Stärke sprechen dagegen. Allein der Gedanke der aneinandergereihten Dreiecke war an sich ein so zweckmässiger und durchschlagender, dass die Neville'schen Träger eine gewisse Verbreitung, namentlich in Oesterreich, erlangten, bis Culmann in A. B. 1852 S. 190 ihre Mängel klarlegte. Wesentliche Verbesserungen erhielt dieser Träger 1849 durch den Engländer Warren, der die Neigung der

---

105) Aeltere Bezeichnungen: Netzwerk (Winkler) und Maschenwerk (Rzîha E. B. S. 304) vgl. R. I. Z. 1887 S. 200 u. 287, auch Anm. 91. Rankine a. a. O. S. 153 nennt das doppelte Strebenfachwerk: „Lattice-Girder," das einfache aber „Half-Lattice-Girder".

Streben vergrösserte, ihre Verbindung mit den Gurten verbesserte und die Druckstreben steifer gestaltete. Warren erhielt sogar ein Patent auf diese Anordnungen und seitdem werden diese Träger meist nach Warren benannt; ja diese Benennung wird sogar auf Strebenfachwerke mit gebrochenen Gurten ausgedehnt (D. B. 1890 S. 69). Es scheint mir aber gerechter, das Hauptverdienst der Erfindung bei Neville zu suchen und Warren zu ihm in ein ähnliches Verhältniss zu stellen, wie Howe zu Long (vgl. Anm. 50), also diese Brücken als „Neville-Warrenträger" zu bezeichnen. Warren wandte die bei Wendelstadt's Kettenbrücken erprobte Gelenkbolzenbefestigung[106]) der Streben an, welche nachher besonders in Amerika Anklang und durch Whipple von 1852 ab Verbreitung fand, so dass sie von Cooper als typisch für die amerikanischen Brücken bezeichnet wird, — während man in Europa später wieder zu der festen Vernietung zurückkehrte, nachdem sich die Gelenkbolzen der Trentbrücke bei Newark 1851 und des Crumlinviaducts 1853 wegen ihrer geringen seitlichen Steifigkeit nicht bewährt hatten[106]). Die Be-

[106]) Die neueren amerikanischen Gelenkbolzen sind wesentlich verbessert (s. a. Gerber's D. R. P. Nr. 2724 v. J. 1878); die Gelenkbrücken haben bezüglich der raschen Aufstellung entschiedene Vortheile vor den vernieteten, sind daher namentlich für die Kriegsbrücken der Eisenbahnregimenter sehr zu empfehlen. Für feste Brücken aber halten sich die viel erörterten Vor- und Nachtheile der Niet- und der Bolzenverbindungen die Wage, wie in R. I. Z. 1888 S. 20 ausgeführt ist. Es erheben sich daher auch in Amerika neuerdings manche Stimmen für die dort nie ganz verschwundenen Nietverbindungen, vgl. Z. dtsch. I. 1888 S. 1140 u. 1889 S. 995, sowie T. A. 1889 II S. 16, 41 u. 568 ff.

Flusseiserne Nieten sind in Russland ihrer Empfindlichkeit wegen verboten (R. I. Z. 1889 S. 99). Es fragt sich aber, ob bei der Nietform Abb. 21b nicht bessere Ergebnisse, besonders mit Maschinennietung zu erreichen wären, vgl. Anm. 103.

rechnung der Warrenträger wurde noch in Z. f. Bw. 1858 S. 29 unrichtig angegeben, vgl. H. Z. 1859 S. 415 u. 458.

Für grössere Spannweiten war das einfache Strebenfachwerk wegen der grossen Felderweiten nicht so geeignet, wie das Ständerfachwerk; man nahm daher die in Abb. 17ª punktirt gezeichneten Aufhängungsstäbe der Fahrbahn hinzu; bald griff man zum mehrfachen, aber dann statisch überbestimmten Strebenfachwerk, oft mit einseitiger[101]) Befestigung der Streben an den Gurten, wie bei den alten Gitterträgern; dabei brachte man es z. B. an der Rigaer Dünabrücke bis zu einer 8fachen Strebentheilung, wobei aber die Schwierigkeiten der Aufstellung sehr wuchsen[107]). Neuerdings kehrt man wieder mehr zum einfachen oder 2fachen Strebenfachwerk zurück, das Schwedler schon 1851 empfohlen hatte und zwar ganz allgemein auch für gebogene Gurten (H. Z. 1859 S. 476). 1884 machte Engesser das doppelte Strebenfachwerk statisch bestimmt (Beispiel: Glasträgerbrücke Abb. 31, nach Z. dtsch. Ing. 1890 S. 498); allerdings wird der Träger hiebei unsymmetrisch. Fink fügte 1868 Nebenfachwerke zu dem einfachen Hauptträger, was in Amerika Verbreitung fand. Für kleinere Spannweiten wandte Fink das einfache Strebenfachwerk an, wobei

---

107) Ueber die Vortheile der Ständerfachwerke vor den Strebenfachwerken s. R. I. Z. 1887 S. 49; man hatte früher mehrfach bei den letzteren eine Ersparniss an Eisengewicht ausgerechnet, die aber sehr fraglich ist. Dagegen würden bei beweglicher Auflagerung der Querträger die Strebenfachwerke im Vortheil sein (vgl. Belelubsky's Anordnung in R. I. Z. 1888 S 218).

Es sei hier bemerkt, dass man auf rein theoretischem Wege nie zur richtigen Wahl der billigsten Trägerart gelangen kann. Die örtlichen Verhältnisse und die Bequemlichkeit der Herstellung haben einen zu wesentlichen Einfluss.

die Druckstäbe vielfach aus Holz hergestellt wurden (T. A. 1889 II S. 18 Bl. 18 u. 19).

Die Fachwerksträger von Post 1865 vertreten den Uebergang vom einfachen Ständer- zum Strebenfachwerk. Sie bilden ein Strebenfachwerk mit ungleich schenkligen Dreiecken n facher Ordnung, wobei die Zugstreben nur den $(2n-1)$ten Theil der Steigung der Druckstreben haben. Sie fanden in Amerika von 1865 bis 1880 grosse Verbreitung (nach Cooper T. A. 1889 II S. 16); Winkler Gitterträger S. 51 findet aus der Bedingung, dass der Eisenbedarf für alle Stäbe zusammen möglichst klein werden soll den von Post gewählten Neigungswinkel der Druckstreben etwas zu klein; die auch in den Endfeldern vorhandenen schwachen Gegenstreben sind wohl nur zur Erleichterung der Aufstellung angewendet (vgl. übrigens T. A. 1889 II S. 16 u. Anm. 96).

Unterspannte Balken[108]. Denkt man sich das uneigentliche Hängwerk so umgeklappt, dass die Sprengstreben unterhalb des Fahrbahnbalkens liegen, so wird der letztere auf Druck und Biegung, die Hängesäulen (jetzt Pfosten oder Stempel genannt) auf Druck, die Streben und Riegel dagegen auf Zug beansprucht. Zugverbindungen sind aber bei Holz nicht gut ausführbar; daher kamen solche unterspannte Balken erst in Aufnahme, als man längere Zugstangen ohne allzugrosse Kosten zu schmieden verstand. Ihr erstes Auf-

[108]) Meist findet man diese Träger schlechtweg als „armirte Balken“ bezeichnet, oder, da dies zu ungenau, als „mit Ketten armirte Balken“; dieser Ausdruck ist aber zu umständlich. Ich habe daher die zuerst von Prosper Débia (allerdings für seine gespreizten Balken) im Recueil agronomique 1829 angewendete Bezeichnung „ponts sous-tendus“ benutzt, welche in Dingler's Journal Bd. 33 S. 161 und Bd. 34 S. 23 durch „unterspannte Brücken“ übersetzt wird. Frauenholz Bauconstr. Bd. II S. 248 bezeichnet ausschliesslich diese Balken als Spannwerke.

treten ist mir nicht bekannt; jedenfalls müssen sie aber in England vor 1771 (?) schon in Anwendung gekommen sein; denn nach Steiner H. d. I. W. II, 2 (I. Aufl., S. 346) fanden sie damals schon „tüchtige theoretische Betrachtung in Hutton's Principles of bridges“ [109]). In Hann, Hughes . . „Bridges“ 1843 Bl. 25 findet sich ein unterspannter Balken mit 4 Pfosten durch Rob. Stevenson (nicht Stephenson) bei der Brücke von Bathans angewendet. Für gusseiserne Balken mit ihrer geringen Zugfestigkeit musste das Unterspannen besonders vortheilhaft erscheinen. Ueber Hodgkinson's Versuche 18 (?) s. Fairbairn a. a. O. [78]) S. 44. Im übrigen finden wir weder in Rd. bât., noch in Navier's Baumechanik, noch in Gilly's und Triest's Büchern (vgl. Anm. 83) die unterspannten Balken erwähnt. (Ueber Emy s. § 4 S. 53.)

Sie scheinen demnach auf dem Festland erst gegen Ende der 30er Jahre durch Wiegmann und Polonceau in Aufnahme gekommen zu sein. Am lebhaftesten ist Wiegmann in seiner § 4 S. 56 erwähnten Schrift für diese Spannwerke eingetreten, deren Wesen als Fachwerke er zuerst erkannt zu haben scheint. In A. B. 1842 S. 267 Bl. 472 schlug er den, in unserer Abb. 16ª dargestellten Träger für Spannweiten bis zu 100′

---

109) Nach R. G. M. S. 323 scheint dieses Werk 1771 erschienen zu sein. Tdh. El. I erwähnt Hutton gar nicht, klagt vielmehr, ebenso wie Culmann in A. B. 1852, über die mangelhafte theoretische Bildung der damaligen englischen Ingenieure; vgl. z. B. Tdh. El. I S. 106—107 auch D. B. 1889 S. 55. Tredgold erwähnt (nach R. G. M. S. 323) die damals verbreitete (und heute noch nicht ganz ausgestorbene) Ansicht: „dass sich die Festigkeit eines Bauwerks umgekehrt verhalte, wie die Gelehrsamkeit seines Baumeisters“. Man prüfte eben die Tragfähigkeit neu ersonnener Tragwerke, die man nicht sicher berechnen konnte, durch theure Bruchversuche an Probestücken, vgl. Anm. 79 u. Rankine appl. Mech. 1864 S. 1—11.

vor; ein anderer ist schon in seiner Schrift Fig. 13 für noch grössere Weiten angegeben. Seitdem erlangten die unterspannten Balken im Hochbau zahlreiche Verwendung, während sie im Brückenbau erst seit Anfang der 50er Jahre weitere Verbreitung durch die Deutschamerikaner Bollmann und Fink finden. Die Bollmannsche Anordnung ist wegen der ungleichen Längenausdehnung der Spannstäbe unzweckmässig und wieder verlassen (vgl. Gleim H. Z. 1876 S. 110). Etzel's Gerüstträger s. A. B. 1856 Bl. 29.

Fink aber hat den Wiegmann'schen Gedanken trefflich ausgebildet Abb. 16[b] und grosse Erfolge erzielt; er wandte ihn auch auf grosse Spannweiten, wie die Missouribrücke von St. Charles mit 92,7 *m* an, (H. Z. 1876 S. 112). Die Nachtheile der langen Zugstangen treten dann aber in solchem Grade hervor, dass Fink später selbst seinen Träger auf kleinere Spannweiten mit Fahrbahn oben beschränkte. Für letztere aber hat diese Art von Balkenfachwerk trotz ihres von Fink selbst anerkannten grösseren Eisenbedarfs[110]) mannigfache Vortheile, namentlich betreffs Einfachheit und Raschheit der Aufstellung solcher Träger, so dass dieselben auch heute noch beliebt sind, besonders bei den amerikanischen Gerüstbrücken[111]). Weitere Vortheile, z. B. für die Ver-

110) Da aber die Stäbe des Fink'schen Trägers immer nur in einem Sinne beansprucht werden, so sind grössere Spannungen zulässig, als bei wechselndem Spannungssinn; letzterer kann bei den Streben keiner andern ausgeführten Fachwerksbrücke ganz vermieden werden.

111) Ein hervorragendes Beispiel ist 1873 die Varrugasbrücke, 77 *m* hoch, während 1883 die Kinzuabrücke mit 92 *m* Pfeilerhöhe Strebenfachwerk erhielt, vgl. Centr. Bvw. 1883 S. 310; heutzutage kommt bei den hölzernen Gerüstbrücken (die nach § 4 S. 74 früher als Sprengwerke ausgebildet wurden) meist nur noch der gemeine

sendung in ferne Länder, hebt Gleim in seinem Bericht über amerik. Brücken H. Z. 1876 S. 112 und Bl. 668 hervor. Cooper giebt T. A. 1889 II Bl. 12—15 verschiedene Zeichnungen und sagt S. 18, dass die Fink-schen Träger auch heute noch für Holzbalken mit Eisenstangen verwendet werden [112]).

Die Berechnung des unterspannten Balkens hat Wiegmann wie diejenige eines einfachen Fachwerks vorgenommen. Wenn der Tragbalken an den Pfosten nicht unterbrochen ist, wirkt er aber wie ein durchgehender Träger mit nachgiebigen Stützen, so dass die genauere Rechnung ziemlich umständlich ist und erhebliche Abweichungen gegen das einfache Fachwerk zeigt, da die Längenänderungen zwischen Balken und Spannstangen nicht gleichartige sind, besonders wenn der Balken aus Holz oder Gusseisen. Genauere Rechnungen wurden von den schon in § 3 S. 29 genannten Verfassern der Sprengwerkstheorie durchgeführt. Hier sei noch A. Ritter's elementare Dach- und Brückenberechnung 1863 und die Arbeit von Steiner-Stern, Techn. Blätter 1885 S. 157 genannt, wo auch der günstigste Neigungswinkel der Spannstangen bestimmt wird.

Gespreizte Balken. Den Uebelstand des starken Durchschlagens der unterspannten Balken hat Prosper Débia a. a. O. [108]) schon 1829 dadurch gemindert, dass er den oberen Balken krümmte und die Spannkette durch zahlreichere Pfosten in eine mehrfach gebrochene

---

oder der unterspannte Balken vor, da letzterer leichter ist, als der verzahnte oder verdübelte Träger. Ein neueres Beispiel einer hohen Gerüstbrücke mit gemeinen Holzbalken giebt Railr. Gaz. 1890 S. 281.

[112]) Nach derselben Quelle S. 42 sind die rein eisernen Fink'schen Träger schon ganz verschwunden; ebenso die Träger von Bollmann, Lowthorp, Post; immer seltener werden die Träger von Whipple und Linville (2fache gerade Ständerfachwerke).

Linie überführte, so dass sie die Form von Linsen- oder Fischträgern erhielten. Die Spannkette ersetzte er bei Fussgängerbrücken anfänglich durch leichte Drähte, ging aber bald statt derselben zu einem gekrümmten Holzbalken, ja sogar zu zusammengebundenen Weidenruthen über und erhielt so ein vereinigtes Bogen-Häng- und Sprengwerk. Auch erkannte Débia die Nothwendigkeit des Einziehens von Kreuzstreben, sobald Ober- und Untergurt stärker auseinanderrücken, und gibt als beste Form seines Trägers die Abb. 13 an, welche er aber noch nicht als Fachwerk erkannte. In Dingler's[108]) Besprechung dieser Erfindung ward hervorgehoben, dass sie eigentlich nur eine Erweiterung des längst gekannten Bogensehnenträgers sei[113]).

In Navier's Baumechanik[58]) S. 297 wird der gespreizte Balken als ein aus 2 gebogenen Balken zu-

[113]) Ueber das Alter und die Entwicklung des Bogensehnenträgers vgl. man § 4 S. 66; hier sei nur hinzugefügt, dass schon bei einigen spätrömischen Gewölben durch eiserne Spannstangen der Seitenschub aufgehoben wurde, vgl. Gg. Bc. III S. 6 oder Mehrtens Eisenconstructionen S. 23. In V-D. A. Bd. VII S. 56 ist ein hölzener Bogensehnenträger des Mittelalters abgebildet, bei welchem keine Spreizhölzer, sondern nur Eisenbolzen im Scheitel vorkommen, ein Beweis, dass zum oberen Balken ein krumm gewachsenes Holz verwendet wurde. Ebenda S. 31 finden sich Bogendachstühle mit Zugbalken und solche mit eisernen Zugstangen. Ganz aus Eisen scheint der Bogensehnenträger zuerst von Ango um 1785 angewendet worden zu sein; vgl. Rd. bât. Bd. III S. 313, Taf. 152 u. Gg. Bc. III 134 ff. Gerader Obergurt und gekrümmter Untergurt kommt erst im 19. Jahrhundert vor, in Dinglers Journal 1829 Bd. 33 S. 161 wird diese Anordnung noch für unzweckmässig erklärt; später findet sie sich besonders bei Trägern aus 2 alten Eisenbahnschienen. Laves hat (nach Rz. E. B. S. 338 i. J. 1834) das Modell eines Fischbauchträgers an Brunel gesandt. Eine statisch bestimmte Anordnung mit 3 Gurten gibt M.-Br. gr. St. I 1887 S. 422. Engessers Besprechung des Landsberg'schen „Mittengelenkbalkens“ (vgl. S. 69) s. H. Z. 1890 S. 406.

sammengesetzter Träger besprochen, der vor den Klötzelholzbrücken den Vorzug verdiene, „weil bei ihm keine Kreuzstreben nothwendig seien.“ Navier empfiehlt die Biegung so vorzunehmen, dass der Umfang des Trägers gleich demjenigen eines Balkens von gleichem Widerstand wird.

Auch Wolfram erhebt — nach Br. Bc. II S. 67 der 4ten Aufl. — Anspruch auf die (etwa in seinem Lehrbuch für Baumeister 1825 veröffentlichte?) Erfindung des gespreizten Balkens. Nach Rbg. Bk. S. 96 sollen selbst bei den Wilden gespreizte Balken aus Bambusrohren anzutreffen sein.

Grosse Verbreitung scheinen übrigens diese Träger nicht gefunden zu haben, bis sie 1834 Laves aufs Neue erfand und ihre Tragfähigkeit durch zahlreiche Belastungsversuche feststellte. Die Urschriften von Laves sind mir nicht zugänglich. Nach A. B. 1840 S. 93, 211 u. 269 sowie Bl. 338, 358 u. 359 scheint auch Laves von der Vereinigung des Bogen-Häng- und -Sprengwerks ausgegangen zu sein. Er erkannte aber bald die Natur seines Trägers als die eines frei aufliegenden Balkens von gleichem Widerstand und schlug vor, die Tragfähigkeit des gemeinen Holzbalkens dadurch zu erhöhen, dass man denselben durch einen Sägeschnitt unterhalb der Balkenmitte der Länge nach aufschlitzte (mit Ausnahme kurzer Strecken an den Balkenköpfen) und nun durch eingetriebene Keile den Balken in der Mitte spreizte, so dass man in der engsten Bedeutung des Wortes einen „gespreizten“ Balken erhielt. Doch dehnte Laves seine Anordnung auch auf die Verbindung mehrerer Holzbalken aus und nahm bei grösseren Spannweiten für den Druckgurt gusseiserne Röhren, für den Zuggurt Stabeisen.

Der fortan als „Laveströger“ bezeichnete gespreizte Balken fand nun sowohl im Hochbau als auch im Brückenbau zahlreiche Anwendungen, vgl. ausser den schon in § 4 S. 49 und oben angegebenen Quellen noch H. Z. 1858 S. 292 Bl. 113 u. 114, wo Köpke die, von Laves selbst ausgeführten, grösseren Brücken in Holz und Eisen schildert und S. 296 weitere Veröffentlichungen aufzählt. Darnach hat Laves auf seine Träger in England und Oesterreich ein Patent und in Frankreich 1839 ein Brevet d'Importation erhalten[114]). Bei grossen Spannweiten zog Laves anfänglich Kreuzstreben ein, später ersetzte er sie manchmal durch stumpf eingesetzte, als kleine Fischträger ausgebildete Druckstreben (auf jedes Feld nur eine), welche in regelmässiger Abwechslung nach rechts und links fallen. Dies ist nach Cu. gr. St. 1866 S. 404 der deutlichste Beweis dafür, dass Laves seine Balken nicht als Fachwerke, sondern eben als einfache Balkenträger von gleichem Widerstand auffasste, wie dies schon Navier gethan hat.

In England gab der Lavesträger dem jüngeren Brunel[113]) Anregung zur Wahl der Fischträgerform für die Wyebrücke bei Chepstow[115]) 1850/2 mit 91,4 *m*, und die Tamarbrücke bei Saltash mit 138,7 *m* Spannweite (vgl. Hg. B. E. S. 225 u. 237). Culmann gr. St. S. 407 erklärt beide Brücken für reine Fachwerke, wofür ihre

---

114) Demnach scheinen die Träger von Débia selbst in ihrer Heimath nach 10 Jahren wieder ganz in Vergessenheit gerathen zu sein.

115) Die Stärke der Krümmung des Obergurts dieser Brücke ist in verschiedenen Veröffentlichungen sehr verschieden angegeben; nach Hg. B. E. u. Winklers Gitterbrücken S. 44 wäre die Krümmung eine beträchtliche, nach T. A. 1889 II S. 572 so flach, dass es erklärlich wird, wie Culmann (vgl. S. 106) einen geraden Obergurt vermuthen konnte. Letzternfalls wäre diese Brücke zu den unterspannten Balken zu zählen.

flachen Haupt- und Gegenstreben auch sprechen; allein es ist zu bezweifeln, ob Brunel den Fachwerksgedanken streng verfolgte. Vorläufig scheint mir aus den Anordnungen beider Träger hervorzugehen, dass ihm mehr die Verbindung des Häng- und Bogensprengwerks zu einem, keinen Seitenschub ausübenden, Balkenträger von gleichem Widerstand vorschwebte und dass er jene Kreuzstreben lediglich als Aussteifungsmittel ansah. Der Erste, welcher den durch Schwedler Z. f. Bw. 1851 S. 269 angeregten[116]) reinen Fachwerksgedanken ausführte, war wohl Pauli, dessen Fortschreiten von der Donaubrücke bei Günzburg[117]) 1853 zu dem berühmten Pauliträger von Grosshesselohe 1856/7 Culmann (gr. St. 1866 S. 393—403) schildert. Nach Z. f. Bk. 1884 S. 390/1 wurde Pauli hiebei sehr wesentlich von Bauernfeind, der die Berechnung lieferte, und Gerber, der die beste Form und Verbindung der Stäbe feststellte, unterstützt. Gerber baute dann 1860/2 die berühmte Mainzer Rheinbrücke als Pauliträger. Seitdem ist man wieder von diesen Trägern abgekommen, da sie keine Ersparnisse gegen einfacher herzustellende

116) Schwedler entwickelt dort unter dem Sammelnamen „normale Balkenformen“ d. h. solche mit gleichen Grenzspannungen in den Stäben eines Gurts den Fischbauch-, Fisch- und Fischrücken-(Fachwerks)träger, allerdings zunächst nur für (steigende) Druckstreben.

117) Bei dieser Brücke wurde noch besonderer Werth darauf gelegt, dass die neutrale Axe des Trägers gerade sei, während man später zu Gunsten gleicher Grenzspannungen in den Gurtstäben kleine Abweichungen zuliess. Die Fahrbahn selbst wurde nie in der Mittellinie des Fischträgers angebracht, trotzdem dies in manchen Fällen von Vortheil für die seitliche Standfestigkeit gegen Winddruck und für Aufheben der Nebenspannungen in der Längsrichtung der Fahrbahnträger wäre; man könnte in diesem Fall auf eine bewegliche Befestigung der Längsträger (vgl. R. I. Z. 1888 S. 208 Anm. 15) verzichten.

Träger bieten. Die Aarbrücke bei Brugg 1874 vgl. Riese's Reisebericht S. 38 und Baker's Broombrücke, Engg. 1875 I S. 523 sind wohl die letzten Ausführungen.

Joseph Langer schlug in Ö. Z. 1858 Bl. 35 einen gespreizten Träger vor, der als Rückschritt zum unbestimmten Fachwerk zu betrachten ist und dessen Ausführung im Grossen durch die beiden Elbebrücken in Hamburg vollzogen wurde; die ältere erbaute Lohse 1868; sie stellt einen statisch unbestimmten Laveträger ohne Kreuzstreben dar, dessen Gurten wegen ihrer grossen Querschnitte je als Einzelfachwerke ausgebildet wurden. Die zweite Elbebrücke v. J. 1886 wurde nur wegen ihrer nahen Lage bei der ersten in derselben Form ausgeführt. Durch Weglassen der Streben des Untergurts hätte man ein einfaches Fachwerk von äusserlich gleichem Aussehen erhalten Abb. 28. Auf der Wiener Weltausstellung 1873 hatte Guiliano Costantini einen Pauli'schen Träger aus Holzbalken und Hanfseilen ausgestellt (vgl. Rz. E. B. Bl. 8 und § 4 S. 75).

Weitere Entwicklung der Fachwerksbalken auf Endstützen. Die Betrachtung der verschiedenen Balkenformen hat uns — ganz ebenso wie bei den anderen Spannwerken — überall auf den Fackwerksbalken als die beste Anordnung hingeführt, weil er die Festigkeit unserer Baustoffe stärker als die andern Balken auszunützen gestattet. Man gelangte zu diesem Ergebniss durchweg auf dem Wege der Erfahrung und der allmäligen Verbesserung des Vorhandenen durch denkende und mit Bausinn begabte Männer, noch ehe man das Wesen des Fachwerks klar erkannte und es berechnen konnte. Um aber seine Vortheile ganz ausnutzen zu können und die Aufgabe des heutigen Baumeisters, volle Sicherheit und Tragfähigkeit bei mög-

lichst kleinem Kostenaufwand zu erzielen, lösen zu können[118]), bedurfte man der genauen Berechnung der Fachwerke und diese gelang erst am Schluss der ersten Hälfte unseres Jahrhunderts. Anläufe dazu von Hutton 1771 (?) und Wiegmann 1839 beschränken sich auf den einfachen unterspannten Balken, vgl. oben.

In Amerika, wo die Fachwerke ihre erste Ausbildung fanden, entstanden auch die ersten Berechnungsarten. Cu. A. B. 1851 S. 112 vermuthet, dass schon Long seine Träger zu berechnen verstand (was aber jedenfalls ziemlich unvollkommen gewesen sein muss, vgl. S. 104). Im Jahr 1847 schrieb Squire Whipple (nach T. A. 1889 II S. 19) das erste Buch über Fachwerksberechnung, von welchem ich aber nicht einmal den Titel erfahren konnte. Bender nennt es in Z. dtsch. I. 1873 S. 658 „eine schöne Schrift"; sie scheint aber anfänglich wenig Verbreitung gefunden zu haben, denn Culmann erwähnt in A. B. 1851/2 gar nichts davon, und der Deutsch-Amerikaner H. Haupt, der nach Cooper grosses Ansehen als Brückenbauer genoss, bedauert in der Vorrede zu seinem 1851 erschienenen „Treatise on bridge-construction", gar kein Werk zu kennen, welches die Spannungen in den Fachwerkstäben zu berechnen lehre. Diese Aufgabe scheint nun aber Whipple gelöst zu haben; wenigstens sind seine Brücken leicht und doch so tragfähig, dass der i. J. 1854 in Utica gebaute „Whippleträger" (gerades Ständerfachwerk von 125′ Weite mit abgeschrägten Endfeldern) noch 1889 im Dienst war „als die älteste

[118]) Der von den Engländern hiezu eingeschlagene und noch in den 60er Jahren vielfach benutzte theure und langwierige Weg, durch Belastungsversuche an Probeträgern deren günstigste Formen und Abmessungen zu erhalten, führt nicht immer zum richtigen Ziele; vgl. die Versuche an der Britanniabrücke Anm. 79.

eiserne Bahnbrücke Amerikas, welche noch nicht ausgewechselt worden sei", (vgl. T. A. 1889 II S. 585 oder) Railr. Gaz. 1889 S. 254. Ebendort berichtet Whipple selbst von seinen Bogensehnenfachwerken, deren er zahlreiche von 1840—1846 baute[119]) und die er damals für die billigsten hielt. Seitdem aber scheint er die geraden Ständerfachwerke zu bevorzugen, und zwar meist ziemlich hohe Träger, welche obere Querverbindungen gestatteten. Das Letztere gilt auch von den einfachen Strebenfachwerken, welche in den 70er Jahren den Ständerfachwerken bei grösseren Spannweiten vorgezogen wurden mit Einschaltung von Nebenfachwerken zur Gewinnung kürzerer Fahrbahnträger.

Die Amerikaner legten sich weniger auf das Erfinden neuer Trägerformen, als auf die Ausbildung der schon oben besprochenen, wobei jede der grossen Brückenbaugesellschaften[120]) fast ausschliesslich nur einen dieser Träger, mit dessen Patentinhaber sie sich verband, baute. Man gab bei Erbauung neuer Linien einfach die eisernen Brücken einer solchen Anstalt, oder einem mit ihr verbundenen Brückeningenieur, in

---

119) Diese Träger waren anfangs sehr beliebt, wurden dann aber 1850 bei den Brücken über die Staatscanäle zu Gunsten der Bollmannträger „boycottet", wie Whipple selbst sich ausdrückt, (nach Henz Z. f. Bw. 1862 S. 219, weil sie zu leicht waren, vgl. a. S. 105/6); sie wurden aber später doch wieder von den Bauherrn bevorzugt. In § 4 S. 67 ist Squire Wipple statt Murphy Whipple zu setzen. Murphy ist ein späterer Ingenieur, der seit 1856 die geraden „Whipplebrücken" baute, mit Verbesserungen, die ihnen den Namen Murphy-Whipplebrücken eintrugen (vgl. T. A. 1889 II S. 15); Linville gab 1861 weitere Verbesserungen; seitdem heissen sie wohl auch Linvilleträger.

120) Die älteste Brückenbauanstalt wurde 1840 von Howe, Stone & Harris in Springfield gegründet (T. A. 1889 II S. 567); über die neueren s. Steiner a. a. O.[121]) S. 201 u. A.

Auftrag, indem man blos Spannweite und etwa Belastung und zulässige Spannung vorschrieb. Erst 1874 beginnen auch einzelne Bahningenieure selbstständig ihre Brücken zu entwerfen, nachdem Eads mit seiner berühmten Missisippibogenbrücke den Anfang gemacht hatte, der freilich viel angefochten wurde und noch wird (vgl. T. A. 1889 II S. 20). Seit den 80er Jahren kommen auch Träger mit gebrochenem Obergurt in Aufnahme, wenigstens für die grössten Spannweiten (vgl. Anm. 127). Man kehrte dabei wieder zum einfachen Ständerfachwerk zurück und minderte die grossen Feldweiten durch Nebenfachwerke; um Schwingungen der sehr langen Ständer und Streben zu vermeiden, versteift man sie manchmal durch einen Mittelgurt, der bei der Berechnung vernachlässigt wird, z. B. Big-Warriorbrücke[121]) (diese Anordnung wurde auch bei dem Strebenfachwerk der Mainbrücke bei Wertheim Abb. 35 von Gerber angewendet [H. d. I. W. II, 2, 2 Taf. XI u. XVII]); manchmal geht dieser Mittelgurt auch nur durch einzelne Felder, wie an der Hawkesburybrücke in Neu-Süd-Wales (Engg. 1887 I S. 191 ff.), deren Gerippe unsere Abb. 37 zeigt, während Abb. 36 die Ohio-Brücke der Cincinnati-Covington-Bahn[127]) darstellt (D. B. 1888 S. 369). Die lediglich zur Aussteifung der Hauptstäbe dienenden Glieder sind punktirt gezeichnet. Der Obergurt ist nicht in allen Knotenpunkten gebrochen, sondern geht über einzelne derselben ununterbrochen und geradlinig weg, um so die Her- und die Aufstellung möglichst zu vereinfachen. Letzteres wird

---

121) Vgl. Barkhausen, der Bau eiserner Brücken in den letzten Jahren und seine Ergebnisse, Z. dtsch. Ing. 1889 H. 39, 40, 42, 44, 46 und 47, worauf betreffs der neueren amerikanischen Brücken verwiesen sei. Ueber den Stand von 1876 s. Gleim H. Z. 1876, auch Steiner, österr. Ausstellungsbericht von Philadelphia (H. 22).

erleichtert durch die vorherrschenden Gelenkknoten (vgl. Anm. 106).

Auf die in Europa so vielfach behandelte Suche nach demjenigen Träger, welcher am wenigsten Eisengewicht besitze, legen die Amerikaner wenig Werth; Cooper sagt a. a. O. S. 23: „Wahre Sparsamkeit ist nicht nothwendig mit dem geringsten Gewicht verbunden“ (vgl. a. Anm. 107). In Europa hat man diesen Satz nicht überall berücksichtigt, [illegible]

Das Gusseisen hielt sich, weil besser hergestellt, in Amerika für Druckstäbe länger als in Europa; gegenwärtig vermeidet man es aber selbst bei den Auflagern grösserer Brücken, vgl. Z. dtsch. I. 1889 S. 913 u. 938.

Weiteres über die Geschichte der amerikanischen Brücken und die dort üblichen Belastungsersatzwerthe s. in T. A. 1889, Juli- und Decemberheft.

Wenn man in Amerika und England[122]) das Jahr 1852 als Markstein in der Entwickelung der eisernen Fachwerksbrücken bezeichnet (vgl. T. A. 1889 II S. 571/2), so kann man in Deutschland hiefür das Jahr 1851 setzen, in welchem der berühmte Reisebericht von Culmann A. B. 1851 S. 69 (u. 1852 S. 163) erschien, der die Theorie der geraden und der Parabelfachwerke brachte, während gleichzeitig Schwedler in Z. f. Bw. 1851 S. 114 die erste ganz allgemeine Theorie der Fachwerksträger auf Endstützen mit beliebigen Gurtformen entwickelte, zunächst allerdings nur für steigende (Druck-) Streben. Während aber in jenen Ländern der Aufschwung sofort erfolgte, blieb man in Deutschland und in Frankreich[123]) in den

122) In Amerika kamen damals die Träger von Whipple, Pratt, Bollmann und Fink in Aufnahme, in England die Fischträger von Brunel.

123) In Frankreich wird vielfach Shurawsky für den Erfinder der ersten Fachwerksträgerberechnung gehalten (vgl. Collignon Re-

50er Jahren meist noch an den Gitter- bezw. Blechträgern hängen und versuchte es in Oesterreich zu dieser Zeit mit den Fachwerken von Neville und Schiffkorn, die sich wegen ihrer mangelhaften Verbindungen nicht bewährten, vgl. oben. Laut Ö. Z. 1858 S. 62 wurden 1858 immer noch Träger nach Neville's Patent ausgeführt; nach Schiffkorn's Patent sogar bis 1868.

In Deutschland kamen am Schluss der 50er Jahre die geraden Ständerfachwerke mit Kreuzstreben (seit 1857) in Aufnahme, ausserdem in Bayern verschiedene Paulitrager[117a]), (Günzburg 1853, Grosshesselohe 1857); in Hannover entstand das erste einfache eiserne Ständerfachwerk (von v. Kaven) 1859 (vgl. S. 106); gegen 1860 hin gingen die Gitterträger allmälig in mehrfache Strebenfachwerke über. Die Fachwerkstheorie war mittlerweile durch die schon erwähnten Arbeiten von Wöhler 1855, Shurawsky und Pauli-Bauernfeind 1856, Köpke 1858, besonders aber durch die „Elementare Theorie der gitterförmigen Trägerconstructionen“ von Schwedler H. Z. 1859 S. 415—474 weiter gefördert worden; insbesondere zeigte letztere Arbeit, dass man die geraden Ständer- und Strebenfachwerke ohne sogenannten „höheren Calcul“ berechnen könne. Diese Ar-

---

cueil des Progrès 1867 S. 159; s. a. S. 158). In dem berühmten Werk von Molinos & Pronnier „Traité des ponts métalliques“ 1857 kommt noch sehr wenig (vgl. S. 66 nach Clapeyron) und Unzulängliches über Fachwerke, ebenso in Bresse, Mécanique appliquée 1859. With's Hdb. des gesammten Eisenbahnbaues (deutsche Ausg.) 1858 giebt für die damalige Auffassung der Trägerarten eigenthümliche Belege, vgl. z. B. S. 126, wo unter den „gefährlichen Brücken“ die gusseisernen Balken-, die Hänge- und die Drehbrücken aufgeführt sind.

117a) Darunter die jetzige Schondrabrücke (18*m* weit) (vgl. Z. f. Bk. 1884 S. 366 Bl. 23); diese Brücke trägt die Fahrbahn in der Mittellinie, wonach Anm. 117 zu berichtigen ist.

beit trat aber in den Hintergrund durch das kurz nachher bekannt gewordene Momentenverfahren von A. Ritter (H. Z. 1861 S. 412) und die graphischen Verfahren von Taylor 1857, Rankine 1862, Maxwell 1864 und Culmann gr. St. 1864—1866. Weiteres über die Entwicklung der Theorie s. in § 7.

Hier seien nur die neuen Trägerformen besprochen, welche auf theoretischer Grundlage entstanden. Culmann schlug schon A. B. 1851 S. 91 einen Wechsel in den Feldweiten des Ständerfachwerks vor, um mit lauter gleich starken Streben bezw. Ständern auszukommen. Schwedler entwarf für die Rheinbrücke bei Köln schon 1851 einen abgestumpften Fischträger mit doppeltem Strebenwerk, der aber zunächst keinen Anklang fand (H. Z. 1859 S. 471) und erst 1872/1875 bei der Memelbrücke in Tilsit, Abb. 29 (aus Z. f. Bw. 1878 S. 167) zur Ausführung gelangte, wobei eine Aussteifung der Streben durch den punktirten geraden Mittelgurt erfolgte. Ober- und Untergurt bilden 2, einer abgestumpften Ellipse einbeschriebene Sehnenvielecke. Eine ähnliche Trägerform scheint Schwedler nach D. B. 1890 S. 257 auch für die neue Weichselbrücke bei Dirschau gewählt zu haben.

Auf Grund seiner allgemeinen Theorie der Balkenfachwerke auf Endstützen für beliebige Gurtformen gelangte Schwedler schon 1851 zu verschiedenen Trägern, welche bestimmten Forderungen bezüglich der Grenzspannungen einzelner Stabgruppen genügen sollten; zunächst zu den sogen. „Normalen Balkenformen“ (vgl. Anm. 116) mit parabolischen Gurten für den Fall gleichförmig vertheilter beweglicher Belastung; [später, nachdem die Belastungsersatzwerthe für Eisenbahnzüge genauer bestimmt worden (vgl. S. 87), überhöhte man den gekrümmten Gurt gemäss den Grenzmomenten

(vgl. a. Schäfer Z. f. Bw. 1865 S. 150)]. Eine schöne Anwendung bildet Schwedlers Brahebrücke bei Czersk, deren Streben und Ständer mittelst Gelenkbolzen an den durchlaufenden Gurten befestigt sind, vgl. Z. f. Bw. 1861 S. 579 und 1867 S. 284. Der Umstand, dass beim parabolischen Ständerfachwerk mit flachen Streben in jedem Felde Gegenstreben erforderlich sind, veranlasste Schwedler (Z. f. Bw. 1861 S. 585), für Bogensehnenträger grösserer Spannweiten doppeltes Strebenfachwerk vorzuschlagen, brachte ihn aber bald auch auf den Gedanken, dem Obergurt eine solche Form zu geben, dass selbst bei ungünstigster Laststellung keine anderen als Zugspannungen in den flachen Hauptstreben auftreten, so dass dann Gegenstreben ganz entbehrlich werden. An der Weserbrücke bei Corvey 1863 erreichte Schwedler diese Forderung durch Einschaltung eines geraden Mittelstücks zwischen 2 Parabelstücke, deren Axe und Scheitel in der Auflagerfläche liegt (vgl. Z. f. Bw. 1867 S. 188). Die „Mängel in der Berechnung und Formgebung" dieser Brücke „verbesserte" (?) Schwedler 1866? an der Elbebrücke bei Hämerten (die ursprünglich für Tangermünde bestimmt war, vgl. Z. f. Bw. 1868 S. 517), indem er den Obergurt so krümmte, dass bei ungünstigster Belastung die Zugspannung der flachen Streben gerade gleich Null wird (S. 519). Später ist man nicht mehr ganz auf diese untere Grenze heruntergegangen, weil durch die Ungenauigkeit der Belastungsersatzwerthe und die Wirkung der Verkehrsstösse[71]) sonst leicht Druckspannungen entstehen, worauf Grüttefien in D. B. 1868 S. 499 aufmerksam machte. Wollte man die Forderung, dass keine Druckspannungen in den flachen Streben eintreten sollen, in allen Feldern durchführen, so würde der Obergurt in der Trägermitte einen Ein-

schlag erhalten, welcher unschön und sehr unzweckmässig wäre, weshalb Schwedler lieber die Scheitelpunkte seiner Endcurven durch ein gerades Mittelstück verband, innerhalb dessen dann allerdings Gegenstreben nöthig werden. Das angestrebte Ziel ist also nicht vollständig erreicht und ausserdem wird die Form unschön. Nach Winkler Gitterträger S. 18 wurden diese „Schwedlerträger“ auch als Elephantenträger bezeichnet, weil der Obergurt einem Elephantenrücken ähnelt[124]). Schwedler hat diese Nachtheile in Z. f. Bw. 1868 S. 518 selbst anerkannt und gesagt, dass es gar nicht so sehr darauf ankomme, dass der Obergurt genau nach seiner Curve bestimmt werde, dass man vielmehr ohne Nachtheil eine „Korblinie oder halbe Ellipse u. dgl. Curve“ wählen könne[125]). Die erste Ausführung eines Ellipsenträgers geschah durch Laissle an der Kolomakbrücke bei Krementschug (L. & Sch. 1871 II

---

124) Man hat an den Schwedlerträgern die Unzuverlässigkeit des Satzes „Was statisch richtig entworfen ist, muss auch schön aussehen“ beweisen wollen, vergisst aber hiebei, dass der Satz nur gilt, wenn alle Einflüsse nach ihrer Bedeutung richtig abgewogen werden. Beim Schwedlerträger wird nun zu Gunsten der Streben die Gurtform, welch letztere doch wichtiger ist, hintangesetzt. Die Einseitigkeit der Forderung trägt also die Schuld an der unschönen Form und obiger Satz bleibt i. A. bestehen (es sei denn, dass Belastung oder Baugrund ungewöhnlich ungünstig sind).

125) Da die Streben alle flach sind, so befinden sich die Brücken bei Dömitz, Hämerten und Corvey als einfache Fachwerke in jenem Grenzfall, wo die Steifigkeit nur durch diejenige der Knotenpunkte erzielt wird, wie Häseler a. a. O. S. 242 selbst bemerkt; Weiteres s. in § 7. Ueber die Verbreitung des Schwedlerträgers s. Rz. E. B. S. 393; für Russland auch R. I. Z. 1888 S. 219. Bei Strassenbrücken mit schwerer Fahrbahn wird die Form des Schwedlerträgers hübscher als bei Eisenbahnbrücken. Die Moselbrücken von Zimmermann (H. Z. 1885 H. 2) zeigen übrigens zweckmässige Schwedlerträger für kleine Eisenbahnbrücken.

S. 106). Pfeuffer hat dann in Ö. Z. 1876 S. 224 den Ellipsenträger noch weiter entwickelt, der z. B. in Oesterreich[129]) mehrfach Verwendung fand. Häseler hat an der Elbebrücke bei Dömitz[125]) (H. Z. 1876 S. 239) das gerade Mittelstück des Schwedlerträgers durch eine flache Krümmung ersetzt. Eine Art abgestumpfter Schwedlerträger zeigt die Jalomitzabrücke, Z. f. Bw. 1872 S. 554. Die amerikanischen Vielecksgurten sind häufig der Schwedler- oder Ellipsencurve einbeschrieben. Durch [Lentz[80]) und] Schwedler wurde auch das sogen. „abgestumpfte Parabelfachwerk" [51]) mit geradem Untergurt empfohlen, und 1867 an der Elbebrücke bei Meissen[126]) (nicht ohne Widerstand, vgl. Z. f. Bw. 1868 S. 15). Diese Form fand schon 1863/8 in Holland ausgedehnte Verwendung für grosse Spannweiten, worunter die Leckbrücke bei Kuilenburg mit 150 *m* die grösste[127]) ist; vgl. Rz. E. B. S. 408. An der Rheinbrücke bei Rhenen wurden die beiden Endfelder abgeschrägt[128]). Am Werdersteg in Gerns-

126) Bei dieser Brücke hat Schwedler die Endfelder kürzer als die Mittelfelder genommen, eine Anordnung, welche in R. I. Z. 1887 S. 150 am Beispiel der Drixebrücke in Mitau besprochen ist. Weitere Beispiele s. Ö. Z. 1881 S. 1 und H. d. I. W. II, 2, 2 Taf. 12.

127) Diese Spannweite war damals die grösste für Balkenfachwerke auf Endstützen. Mitte der 70er Jahre wurde sie durch 2 amerikanische gerade Ständerfachwerke überboten, nämlich die Ohiobrücke bei Cincinnati mit 157 *m* (Linville-Träger) Cr.-D. P. Taf. 19 und die (ältere) Hudsonbrücke bei Poughkeepsie N. Y. mit 160 *m* (und Fahrbahn-oben) vgl. Steiner a. a. O. S. 122 Bl. I. 1888 entstand die Ohiobrücke (Abb. 36, S. 113) mit 165,1 *m* Weite.

128) Diese Brücke zeigt 1 theiliges Gitterwerk und die erste bewegliche Auflagerung der Querträger in Europa [vgl. R. I. Z. 1888 S. 207, wo Belelubsky die Fortschritte im Bau eiserner Brücken in Russland schildert, s. a. Anm. 107. Die erste Fachwerkstheorie in Russland gab Shurawsky 1856, vgl. Anm. 62 u. 123, auch A. d. p. & ch. 1860 II S. 113].

bach legte Baumeister die Fahrbahn parallel dem, als Geländer dienenden, gekrümmten Obergurt (Z. f. Bw. 1872 S. 249), was Anregung zu mehreren ähnlichen Ausführungen gab. Statt Parabelform kommt neuerdings auch Kreisform vor, vgl. Uhland prakt. Masch.-Constr. 1888 S. 73; statt Ständer- auch Strebenfachwerk.

Winkler berechnete in Ö. Z. 1876 S. 46 die Trägerform mit kleinster Eisenmenge und fand Aehnliches wie bereits Grüttefien in D. B. 1872 S. 252 ff.; doch sagt Grüttefien schliesslich, dass für kleine Spannweiten die geraden Fachwerksbalken, für grössere Spannweiten der abgestumpfte, ziemlich flache Parabelträger den Vorzug verdiene. Seine Rechnung berücksichtigt freilich nicht alle Einflüsse (vgl. Anm. 107), scheint aber doch zur weiteren Verbreitung dieser beiden Trägerarten beigetragen zu haben. Wir finden sie von da ab am häufigsten in Deutschland, Oesterreich [129]) und Russland [128]) gebaut, während der Schwedlerträger mehr und mehr zurücktrat; der Parabelträger dagegen gewinnt neuerdings wieder an Beliebtheit, und zwar sowohl mit gekrümmtem Ober-, als auch (für Fahrbahn-oben) mit gekrümmtem Untergurt, und mit Ständer- oder Strebenwerk.

Köstlin & Battig wandten 1871 an der Brigittabrücke in Wien den sogen. Trapezträger an, bei welchem die geradlinige Abschrägung über mehrere Endfelder hinweggeht, A. B. 1876 Bl. 82; seit 1877 verwenden sie auf Nebenbahnen auch flache Fünfecksträger (A. B. 1879 S. 18; s. a. W. f. Bk. 1886 S. 405). Letztere Form oder Vielecksgurten, wie sie (zuerst?) Max am Ende an der Matinabrücke anwendete (Engg.

---

[129]) Eine Zusammenstellung der neueren in Deutschland, Holland, Oesterreich und Schweiz ausgeführten Fachwerksbalkenbrücken s. in Bricka's Bericht A. d. p. & ch. 1887 I S. 285 Bl. 6—16.

1880 I S. 24), dürften sich wohl auch für Holzbrücken Howe'scher Anordnung manchmal [besser als ein gekrümmter Obergurt, vgl. § 4 S. 73] empfehlen.

Gerber setzte 1873 an der Brücke bei Grossprüfening ein gerades Mittelstück in einen abgestumpften Ellipsenträger mit doppeltem Strebenfachwerk ein, vgl. Winkler Gitterträger S. 20, während er an der Brücke bei Waltenhofen 1883 gebrochenen Untergurt (A. B. 1886 S. 11) und an der Mainbrücke bei Wertheim Abb. 35 gebrochenen Obergurt mit einfachem Strebenwerk und mittlerem (punktirt gezeichnetem) Versteifungsgurt wählte, auch betreffs der Gelenkbolzen sich ganz den Amerikanern anschloss, vgl. oben und H. d. I. W. II, 2 Taf. 11. Ueber die zahlreichen Vorschläge von Balkenfachwerken zu beweglichen Kriegsbrücken s. Cr.-D. P. II S. 393 und die neueren Jahrgänge der Fachzeitschriften.

Es ist bemerkenswerth, dass die Umrisse der neuesten Träger Abb. 35—37 sehr an Abb. 9^{b} d. h. an das alte deutsche Fachwerk aus dem 16ten Jahrhundert (§ 4 S. 281) erinnern. Ob sie sich dauernd erhalten oder neuen Formen Platz machen werden, wer vermöchte das heute zu sagen?

Jedenfalls ist es aber ein unverkennbarer Zug unserer Zeit (zuerst in Amerika und jetzt auch in Europa), statisch unbestimmte Fachwerke möglichst zu vermeiden, und diese Richtung ist entschieden eine gesunde.

Beim einfachen Streben- und Ständerfachwerk wachsen dann allerdings die Feldweiten mit den Spannweiten; um daher bei grossen Brücken allzu schwere Fahrbahnträger zu vermeiden, griffen die Amerikaner zur Einschaltung von Zwischenfachwerken, indem sie die Stäbe des Fahrbahngurtes „unterspannten" (mit 1

oder mehreren Zwischenstützen). Gerber wendete diese Anordnung auf die Isarbrücke bei Landshut an (Z. f. Bk. 1884 Bl, 3) und veranlasste Manderla, die Nebenspannungen (vgl. § 7) dieser Brücke zu untersuchen, wobei sich allerdings nur geringe Vortheile für die dort angewendeten Gelenkbolzen herausstellten (A. B. 1884 S. 91 und 1886 S. 9).

Neuerdings findet man die Anzahl der Stütz- oder Aufhängepunkte der Fahrbahn innerhalb der Felder wieder verringert [vgl. Abb. 35—37, wo je nur eine solche Aufhängung (punktirt, wie die andern, nur zur Aussteifung dienenden Hilfsstäbe) angewendet ist]. Bei Anordnungen wie Abb. 12^a, 18^b und 20^b könnte man durch Verengerung der kleinen Maschen für die Fahrbahn beliebig viele Zwischenstützen einschalten. Weiteres hierüber s. in § 7.

(§ 5.) C. Der an den Enden **eingespannte** Balken.

Dass ein an den Enden eingespannter Balken geringere Durchbiegung zeigt, wie ein frei aufliegender, ist schon seit den ältesten Zeiten bekannt und ausgenützt worden. Auch die Tragfähigkeit wird je nach der Güte der Einspannung mehr oder weniger erhöht, wovon selbst Naturvölker Gebrauch machen [130]); doch hat man wegen der unerfüllbaren Voraussetzungen, welche den hierüber angestellten Rechnungen seit Navier [58])

---

130) In Engg. 1886 I S. 240 wird erzählt, dass ein Eingeborener des Kaukasus einen Baumstamm an dem einen Ende in schräger Lage eingrub, dann an dem Stamm emporkletterte und das andere Ende durch sein Körpergewicht herabdrückte, bis es das jenseitige Ufer erreichte, worauf er dieses Ende durch Umpacken mit Steinen dort einspannte. Er erhielt so ein Mittelding zwischen eingespanntem Balken und Bogensprengwerk, das grössere Tragfähigkeit bot, als der frei aufliegende Balken.

(Baumechanik S. 216) bis in unsere Zeit zu Grunde lagen, dem eingespannten Balken häufig zu viel zugemuthet. Navier setzte nämlich vollkommene Einspannung voraus und erhielt das Tragvermögen eines an beiden Enden eingespannten Balkens gleich dem doppelten[131]), bei einem eingespannten und einem frei aufliegenden Ende gleich $^4/_3$ des gemeinen Balkens. Er übersah dabei, dass (für gleichförmige Belastung) das grösste Moment nicht in der Trägermitte, sondern an der Einspannstelle auftritt.

Nun ist aber eine vollkommene Einspannung wegen der Elasticität unserer Baustoffe gar nicht möglich, wie wohl zuerst Scheffler in H. Z. 1856 S. 582 nachwies. Doch hat dieser Umstand lange Zeit, namentlich im Hochbau, keine genügende Berücksichtigung gefunden und in einigen der neuesten Bauverbandlehren finden sich immer noch die fehlerhaften Navier'schen Zahlenangaben über die Steigerung des Tragvermögens durch Einspannen auf das Doppelte; Andere geben zwar das Anderthalbfache an, unterlassen es aber meist, der Einspannung selbst weitere Aufmerksamkeit zu schenken. In Rebhann's Theorie der Holz- u. Eisenconstr. 1856 S. 359, (auch schon A. B. 1853 S. 134) und in der österr. Verordnung v. J. 1865 werden wenigstens einige Einschränkungen angegeben. Erst in neuester Zeit wird das Gefährliche dieser Annahme für Balkenlagen u. dgl. durch Zahlenbeispiele klargelegt.

---

131) Winkler, Techn. Blätter 1871 S. 238 gibt an, dass zuerst Rebhann A. B. 1853 S. 130 diese Rechnung richtig stellte und die Tragfähigkeit (vollkommene Einspannung vorausgesetzt) gleich dem $1^1/_2$fachen eines frei aufliegenden Balkens fand. Die Wirkung der Einspannung der Enden in verschiedenen Höhenlagen gab wohl zuerst Köpke H. Z. 1856 S. 407 an.

Brik in Ö. W. 1887 S. 161 räth an, (für gewöhnliche Fälle) dem eingespannten Träger keine grössere Belastung zuzumuthen, als dem frei aufliegenden; vgl. ferner Seipp Centr. Bvw. 1889 S. 161 und Melan in Ö. W. 1889 S. 229. Melan findet, dass, da vollkommene Einspannung unmöglich, die Tragfähigkeit des an beiden Enden eingespannten Balkens sich um so mehr derjenigen des frei aufliegenden nähert, je steifer der Querschnitt bei gleichbleibender Auflagerungslänge, oder je kürzer diese selbst ist. Vgl. a. Bach a. a. O.[66]) S. 289—297.

Bei Brückenträgern hat man wohl nur selten von der Einspannung Gebrauch gemacht. Molinos und Pronnier a. a. O.[123]) S. 211 erwähnen die Brücke von Clichy als eingespannte und schildern S. 212 ff. eine besondere Art von Einspannung, welche Clapeyron an der Cironbrücke anwendete, und „rein graphisch (?) berechnete“. Die Querträger von Brücken pflegt man von jeher wegen der Nachgiebigkeit der Hauptträger, an welche sie vernietet sind, wie frei aufliegende Träger zu berechnen, wobei gleichmässiger Trägerquerschnitt und ein Zuschlag für den Nietbedarf an der Befestigungsstelle nothwendig wird.

Dagegen glaubte man früher manchmal, durch wagrechte Verankerung in den Widerlagern die Tragfähigkeit der gemeinen Holzbalken aufs Doppelte (!?) vermehren zu können, vgl. Harres, Schule des Zimmermanns II 1869 S. 102. Glücklicherweise scheint der lebhaften Empfehlung des Einspannens, welche diesem sonst geschätzten Buche widerfuhr, keine Folge geleistet worden zu sein.

Im Hochbau kommt das Verankern der Balken in Mauerwänden noch häufig vor, doch bezweckt man dabei (i. d. R.) weniger die Vermehrung der Trag-

fähigkeit der Balkenlage, als vielmehr die Sicherung der Standfestigkeit dünner Mauern. Die gewöhnliche Verankerung hat jedoch bei Bränden oft das Gegentheil bewirkt, ja manche Mauern geradezu zum Einsturz gebracht und dadurch das Leben der Löschmannschaften in New-York so gefährdet, dass dort neuerdings andere Verankerungsweisen in Vorschlag gebracht werden, z. B. die Gussstücke von H. Götz, aus welchen nach dem Durchbrennen der Balken die Enden herausfallen, vgl. Scientif. Americ. 1889 II Suppl. S. 11645.

Ueber die nur an einem Ende befestigten Träger s. § 6.

D. Balken mit Zwischenstützen,
auch ununterbrochen **durchgehende** (continuirliche) Träger genannt.

Sind ausser den Endstützen noch unnachgiebige Zwischenstützen vorhanden, so ist die Tragfähigkeit des Balkens grösser, als wenn derselbe über jeder Stütze durchschnitten wäre, was schon früh erkannt wurde. Die Berechnung solcher Träger begann 1808 durch Eytelwein, und wurde weiter ausgebildet durch Navier 1826, Bélanger 1842, Clark 1850, Rebhann und Köpke 1856, Clapeyron 1848—1857 u. A.

Clapeyron zeigte 1848 die unmittelbare Bestimmung der Stützenmomente an Stelle der Stützendrücke, was eine wesentliche Vereinfachung der Rechnung durch Bertôt[132]) 1855 herbeiführte; weitere Vereinfachungen von Winkler s. Ö. Z. 1870 S. 112 ff.

---

132) Clapeyron wandte seine neue Rechnung an der Brücke von Asnières u. A. an. Bertôt fand (nach Bresse, Cours de mécanique appliquée Bd. III 1865 S. XI) das naheliegende Verfahren zur Aufstellung eines Ausdrucks für die Stützenmomente dreier

Köpke scheint als erster die künstliche Senkung der Mittelstützen zum Zweck der Herbeiführung gleicher Grösstwerthe der Biegungsmomente über den Stützen wie in den Balkenmitten benutzt zu haben, H. Z. 1856 S. 404; dann folgen Leclerc und Grashof (vgl. H. Z. 1860 S. 340/1). Nach Molinos & Pronnier a. a. O.[123]) S. 39 verstand übrigens auch Clapeyron die Berücksichtigung der ungleichen Stützenlage, scheint aber nichts Ausführlicheres darüber veröffentlicht zu haben. Jedenfalls gab Mohr in H. Z. 1860 S. 323 die erste allgemeine Behandlung des durchgehenden Trägers für beliebige Stützhöhen und den ziffermässigen Nachweis der Gefährlichkeit unfreiwilliger Senkungen der Stützen für gleichmässigen, und in H. Z. 1862 S. 246 auch erstmals für wechselnden Trägerquerschnitt. Mohr warnte schon 1860 S. 323 vor der damals stattfindenden Ueberschätzung der Vortheile des durchgehenden Trägers und rieth, i. A. zu den freiaufliegenden Trägern überzugehen, vgl. unten.

Die Zusatzspannungen werden um so grösser, je kleiner die Spannweiten der einzelnen Oeffnungen und je nachgiebiger die Stützen sind, weshalb z. B. Balken-

---

aufeinanderfolgender Stützen, das er in den Mém. de la soc. des Ing. Civ. 1855 S. 278 veröffentlichte und das von Clapeyron in Comptes rendus 1857 II S. 1076 ebenfalls dargelegt wurde (Clapeyron erwähnt dort nichts von Bertôt) s. a. Collignon a. a. O.[123]) S. 159. Die erhaltenen Gleichungen heissen seitdem „Clapeyronsche Formeln“, auch „Theorème des trois moments“.

Neuerdings wird versucht, die Stützendrücke ebenso einfach wie die Stützenmomente herzuleiten, vgl. Rytir, A. B. 1882 S. 37, auch Steiner, Hdb. d. I. W. II 2, 2 S. 303—312, und zwar für nachgiebige Stützen. Vorrichtungen zum Abwiegen der Stützendrücke, namentlich für Drehbrücken, hat Keck 1871 empfohlen H. Z. 1876 S. 402; vgl. auch Tijdschrift van het kon. Inst. van Ingen. 1875/6 S. 327.

lagen auf Unterzügen, oder Belageisen auf Fahrbahnlängsträgern besser so berechnet werden, wie wenn sie über allen Stützpunkten durchschnitten wären.

Die ungünstigste Laststellung behandelte Winkler Civ.-Ing. 1862 S. 89 erstmals schärfer; dann Bresse 1865 [nach S. XIII a. a. O.[132]) angeregt durch Lévy 18?]. Krohn in A. B. 1874 S. 24 berücksichtigte auch den Einfluss der Querträger.

Ueber die Benutzung der Einflusslinien durch Mohr u. A. s. S. 88.

Es ist hier nicht möglich, alle die zahlreichen weiteren Arbeiten über continuirliche Träger zu besprechen; sie finden sich in Wklr. Th. d. Br. I 1886 S. 98—313 ziemlich vollständig erwähnt. Hervorgehoben sei nur, dass Weyrauch a. a. O.[72]) 1873 die bisherigen analytischen Theorien zu einer sehr schönen eingehenden und verallgemeinerten Darstellung des geradlinigen durchgehenden Trägers zusammenfasste, wobei der eingespannte und frei aufliegende, sowie der überhängende Träger als besondere Fälle des durchgehenden erscheinen, dass ferner Mohr 1874 mittelst des Satzes von der virtuellen Arbeit und Castigliano 1880 (unter Berücksichtigung der Scheerspannungen) mittelst des Satzes von der kleinsten Formänderungsarbeit neue einfachere Herleitungen dieser Formeln gaben, die sich in Wklr. Th. d. Br. I 1886 in allgemeinster Darstellung vereinigt finden; Tabellen für die häufigst vorkommenden Träger wurden von Bresse, Winkler u. A. mitgetheilt; die neuesten Tabellen von Leber s. „österr. Brückenverordnung“ 1888 S. 175.

Winkler giebt a. a. O. auch die graphischen Berechnungsarten, welche von Culmann 1866 begonnen, aber erst durch Mohr's schönen Satz, dass die elastische Linie als Seilcurve zu betrachten sei, (H. Z. 1868

S. 19) auf eigene Füsse gestellt wurden und seitdem den analytischen Verfahren vielfach vorgezogen werden, vgl. a. W. Ritter, die elastische Linie und der continuirliche Balken (bespr. in R. I. Z. 1884 S. 108).

Der durchgehende gerade Träger von gleicher Festigkeit wurde zuerst in Grashoff's Elasticitätslehre 1866 behandelt und von Winkler a. a. O.[64]) 1867 vervollständigt.

Dass die Berücksichtigung des veränderlichen Querschnitts bei Berechnung des geraden (vollwandigen oder Fachwerks-) Trägers vernachlässigt werden dürfe, hat Mohr H. Z. 1862 S. 271, ferner Weyrauch a. a. O.[72]) S. 143 ziffermässig nachgewiesen; H. Z. 1890 S. 201 zeigte Weyrauch, dass auch für die ungünstigsten Laststellungen vereinfachende Annahmen zulässig sind, ohne die Genauigkeit der Rechnung merklich zu beeinträchtigen.

Will man die Trägergurten mit gleichmässigem Querschnitt durchführen, so kann man auch mit der Trägerhöhe wechseln. Während man (ausser bei Drehbrücken[133]) bis 1867 meist nur geradlinige durchgehende Träger baute, zeigte Baensch[134]) in Z.

---

133) Die Drehbrücken und alle andern Arten von beweglichen Brücken sind hier nicht als besondere Träger aufgezählt, da sie — rein als Tragwerke betrachtet — stets einer der genannten fünf Spannwerksarten (§ 1) zuzuzählen sind, ihre Bewegungsvorrichtungen aber nicht hierher gehören; vgl. hierüber Fränkel im Hdb. d. I. W. II, 3.

Eine Annäherungsrechnung für Drehbrückenfachwerke ohne vorausgehende Annahme der Stabquerschnitte gab Müller-Breslau im W. f. Arch. u. Ing. 1883 S. 353 ff.

134) Baensch hat dort auch die spätere Form des Ruppert-schen Trägers (vgl. § 4 S. 268) abgeleitet, sie aber als „theoretische Spielerei“ bezeichnet; sie wäre ja nur für ruhende, gleichförmige und volle Belastung des ganzen Trägers geeignet. Zu ähnlichen Formen gelangte übrigens Clark schon 1850, (vgl. Engg. 1890 I S. 217 Abb. 10) und P. Fink in Ö. Z. 1860 S. 211.

f. Bw. 1857 S. 300 die Berechnung eines Balkens auf 3 Stützen für eine geradlinig nach der Mittelstütze hin wachsende Trägerhöhe; Michaelis gab 1867 eine Berechnung für parabolische Gurten (vgl. Wklr. Th. d. Br. I S. 227). Baker betonte 1867 den Vortheil wechselnder Trägerhöhe (Engg. 1890 I S. 217).

Knoll gab an der Jaxtbrücke bei Domeneck (A. B. 1868 S. 191) dem Untergurt eine Krümmung nach oben, die den Träger äusserlich als Bogenbrücke erscheinen lässt und führte die Berechnung hiefür streng durch; denselben Gedanken in wesentlich schöneren Verhältnissen, wobei aber die 2 äusseren, schmalen und künstlich belasteten Oeffnungen in den Widerlagern versteckt werden, hat Liss 1884 an der Stephaniebrücke in Wien, A. B. 1887 S. 81, zur Ausführung gebracht. Auch die Montblancbrücke in Genf 1860? und die Kaibrücke in Zürich 1882/6 sind hier zu nennen, vgl. Riese Ing. Bauten der Schweiz S. 110. Nur zum Theil hierher gehört Gerwig's Rheinbrücke bei Constanz v. J. 1860, ein durchgehender Träger in Bogenform, der bei starken Belastungen durch selbstthätige Einwirkung eines Keiles in ein durchgehendes Bogensprengwerk verwandelt wird (vgl. a. § 3 S. 27). Shaler Smith's eigenartige Anordnung an der Lorenzstrombrücke bei Lachine 1887 (?) s. in Z. dtsch. Ing. 1889 S. 1118.

Sehr hübsche Anordnungen kann man auch erhalten, wenn man den Untergurt gerade macht, den Obergurt aber krümmt. Für 2 gleiche Oeffnungen (besonders an Drehbrücken), sowie für eine grosse Mittelöffnung und 2 kleine Seitenöffnungen lässt sich äusserlich der Eindruck einer Hängebrücke mit 1 bezw. 2 Strompfeilern erzielen. Letzteres hat zuerst Jos. Langer mit seinem Wagbalkensystem, das halb zu den überhängenden

Trägern zählt (vgl. § 6), an der Wrsowiczer Brücke ausgeführt, Techn. Blätter 1871 S. 307 Bl. 13. Langer beabsichtigte übrigens nur, eine Hängebrücke zu bauen, welche keinen Schub auf die Widerlager ausübt, vgl. S. 42 u. 69; seine Berechnung war noch sehr mangelhaft, er fand daher wenig Anklang. Bei so kleinen Seitenöffnungen bedarf man u. U. Verankerungen wie Langer, oder künstlicher Belastung der Trägerenden, um ein Abheben derselben von den Stützen zu verhindern; letztere berechnete zuerst Poulet A. d. p. & ch. 1872 I S. 189. Eine sehr schöne Lösung des durchgehenden Trägers von gleichem Widerstand in Form einer Hängebrücke gab Lauter bei dem Mannheimer Wettbewerb, Centr. Bw. 1887 S. 480. Die Träger von Ruppert[134]) und von Scharowsky (D. B. 1879 S. 371) sind schon in § 4 S. 42 erwähnt.

Im übrigen aber haben die Gefahren einer unfreiwilligen Senkung der Mittelstützen, ferner die Zusatzspannungen in Folge einseitiger Erwärmung, sowie Wöhlers und Bauschingers Versuche über den ungünstigen Einfluss stark wechselnden Spannungssinnes den steifen durchgehenden Träger seiner früheren Beliebtheit beraubt zu Gunsten statisch bestimmter Träger, insbesondere des Trägers auf Endstützen und des „durchgehenden Gelenkträgers“ (vgl. § 6) welch letzterer sogar bei den Unterzügen von Balkenlagen im Hochbau den steif durchgehenden Träger zu ersetzen beginnt (Z. f. Bk. 1882 S. 543). Als Hilfsträger wird man zwar den steif durchgehenden Balken nie ganz entbehren können, vgl. z. B. Weyrauch a. a. O.[72]) S. 152 und als Hauptträger wird in folgenden 2 Fällen der durchgehende Träger wohl für immer bevorzugt werden, nämlich:

1) Bei Drehbrücken[133]), wo alle möglichen Gurtformen schon früh vorkommen, z. B. parabolischer Obergurt bei der Howe'schen Anordnung der Drehbrücke bei Davenport (Z. f. Bw. 1862 S. 386), Hängebrückenform bei der Eisenbahn-Drehbrücke in Libau, (R. I. Z. 1881 Taf. X) u. dgl. m. [Uebrigens fehlt es nicht an Versuchen, die Drehbrücken auch in geschlossenem Zustand in einfache Träger zu verwandeln, vgl. H. d. I. W. II, 3 S. 71.]

2) Bei Eisenbahnschienen, wo nach anfänglichen anderen Versuchen der durchgehende Träger unveränderlichen Querschnitts allgemein angenommen wurde; hier hat man es mit ganz besonders schwierigen Rechnungen zu thun wegen der vielen nachgiebigen Stützen und der unvollkommenen Laschenverbindungen an den Stössen: vgl. hierüber Löwe, Org. f. Eisenb. Wesen 1883 S. 125 und A. B. 1888 S. 1 — Zimmermann „Berechnung des Eisenbahnoberbaues" für lothrechte Lasten (bespr. in R. I. Z. 1888 S. 23 u. 293) — Engesser, Organ f. E. W. 1888 S. 147, wo auch die seitlichen Belastungen berücksichtigt sind — Schwedler Z. f. Bw. 1889 S. 85 u. A.

Den Einfluss unendlich vieler nachgiebiger Stützen hat (nach Tdh. El. I S. 787) schon 1850 Clark betrachtet; dann folgten Winkler [a. a. O.[64]) S. 184], Schwedler (Proceed. of Institut. of Civ. Eng. 1882 Bd. 67 S. 97—120) u. A.

Den Einfluss einseitiger Erwärmung berechnete zuerst Steiner, Ö. W. 1877 S. 292 und allgemeiner Weyrauch, Z. f. Bk. 1879 S. 437, oder Wey. El. II S. 150.

§ 6. **Das Kragwerk.**

Ein Spannwerk, das ganz oder zum Theil frei über die Stützpunkte hinausragt (vorkragt), heisst

Kragwerk. Die Kragwerke lassen sich bei zweckmässiger Stützung immer als einfache (statisch bestimmte) Träger anordnen.

Je nach der Stützungsart unterscheiden wir (lothrechte Belastung vorausgesetzt):

A. Kragwerke, welche keinen Seitenschub auf die Stützen ausüben, sogen. Kragbalken.

B. Kragwerke mit Seitenschub; hierher gehören z. B. die „Krag-Sprengwerke", sowie die „Krag-Häng- & -Sprengwerke".

Doch kommen auch gemischte Kragwerke vor, die gleichzeitig als Balken- wie als Häng- und Sprengwerke wirken.

Der Ursprung der Kragwerke reicht in vorgeschichtliche Zeit zurück, sowohl in Stein als in Holz. Doch wurden sie früher nur für kleine Vorkragungen angewendet; erst seit Benutzung des Schmiedeeisens zu Kragwerken tritt ihre Bedeutung stärker hervor; gerade die (gegenwärtig) grösste[34]) Brückenöffnung der Welt, die Forthbrücke, ist mit Kragwerk überdeckt. Etwa seit den 80er Jahren findet man in den Lehrbüchern die Kragwerke besonders behandelt.

A. Kragbalken.

Wir können unterscheiden: 1. den auf 2 Stützen ruhenden überhängenden Träger; 2. den eingespannten Kragbalken; 3. den gekuppelten Kragbalken, (auch durchgehender Gelenkträger genannt). Bei Letzterem kommen sowohl eingespannte Balken als überhängende Träger vor.

Der **überhängende Balken** auf einer festen Gelenk- und einer Gleitstütze[53]) umfasst als Grenzfälle den Balken auf Endstützen, bei welchem die Stützen an die Balkenenden rücken und den **eingespannten**

Balken, bei welchem die 2 Stützen möglichst nahe zusammenrücken. Bei diesen Grenzfällen herrscht in jedem Querschnitt für beliebige Laststellungen immer derselbe Spannungssinn, während bei den Zwischenfällen je nach der Belastung der Spannungssinn, d. h. Zug und Druck in den einzelnen Querschnittsfasern innerhalb gewisser Strecken des Trägers wechseln kann.

Ob beide Stützendrücke stets nach aufwärts gerichtet sind, der Träger also frei aufgelegt werden kann, hängt ab von dem Verhältniss der Stützweite zur Grösse der Ueberhänge und dem Verhältniss des Eigengewichts zur (ungünstigsten) Belastung.

Wechselt die Richtung der Stützendrücke, so ist die Auflagerung noch mit einer lothrechten Verankerung zu versehen; wenn dagegen der eine Stützendruck stets nach aufwärs, der andere stets nach abwärts gerichtet ist, so hat man mit dem eingespannten Balken zu thun. Bei einseitig überhängenden Trägern ist stets der eine Stützendruck nach abwärts gerichtet und dann kann die Verankerung auch durch eine entsprechende Ueberlast ersetzt werden, wie dies z. B. bei dem eingemauerten Balken der Fall ist.

Bei Letzterem sind aber die Stützendrücke nicht mehr in 2 Punkten vereinigt, sondern verbreiten sich über eine mehr oder weniger grosse Fläche, die je nach der elastischen Formänderung des Balkens und der Ummauerung wechselt. Man hat es dann mit einer statisch unbestimmten Einspannung zu thun, deren genaue Berechnung auf das elastische Verhalten des Balkens und die Güte der Einspannung Rücksicht nehmen muss, während für Annäherungsrechnungen zu bedenken ist, dass eine vollkommene Einspannung überhaupt unmöglich, dass also die Kragweite etwas grösser als die freie Ausladung, die Stützweite kleiner als die Länge der Ein-

mauerung anzunehmen ist. Die Nichtberücksichtigung dieses Umstandes hat schon manche schlimme Erfahrungen gezeitigt. Je kürzer die Einspannstrecke, um so grössere Kräfte treten in derselben auf. Rücken die Stützen unendlich nahe zusammen, so erhält man den Wagbalken, der nicht standfest ist.

Der ein- oder beiderseitig überhängende Träger hat von Alters her zahlreiche Anwendungen gefunden in Form von Kragsteinen (zur Aufahme von Balken- oder Gewölbelasten) oder von Sattelhölzern bezw. von Sattelsteinen bei hölzernen bezw. steinernen Balkenbrücken und Hochbauten.

Häuft man mehrere Kragbalken über einander, von denen jeder über den unter ihm befindlichen entsprechend vorkragt, so gelangt man zu zusammengesetzten Kragbalken, welche zur Ueberdeckung von Wandöffnungen bezw. ganzen Räumen vielfach verwendet wurden. Dass bei altem guten Mörtelmauerwerk oft sehr weite Ausladungen möglich sind, beweisen viele Gewölbreste bei alten Burgen, und z. B. auch die gesprengten Brückengewölbe in Cr.-D. P. I S. 415. Bei frischem Quadergemäuer muss dagegen der Steinverband und die Ueberlast den Zusammenhang wahren. Die Anfänge des Gewölbebaues sind z. Thl. auf allmäligen Uebergang aus dem reinen Kragwerk (z. B. Schatzhaus des Atreus u. A.) in das gekuppelte Krag- und Wölbwerk und schliesslich in das reine Wölbwerk zurückzuführen[135]).

Wo Ueberlasten nicht anwendbar, hat man sich durch Hackensteine wie z. B. an den weit ausladenden Gesimsen florentinischer Paläste, oder durch Eisen-

[135]) Solche Uebergänge s. z. B. in Rd. bât. Bl. 9 Fig. 2, ferner Hbd. d. A. II, 1 S. 45 und II, 2 S. 28. Andere Anregungen zum Wölbwerk s. in § 1.

klammern den nöthigen Zusammenhang verschafft, vgl. z. B. den steinernen Schiffsdurchlass mit Klappöffnung in Schwarz, Brückenbau 1866 Fig. 457.

Hölzerne Kragbalken finden sich allenthalben und zahlreicher als steinerne. Es herrscht z. B. eine merkwürdige Uebereinstimmung zwischen den Ueberbrückungen, welche in Savoyen und in Kaschmir durch allmäliges Vorkragen einer, mit Steinen beschwerten Holzschicht über die vorhergehende hergestellt wurden, vgl. V.-D. A. VII S. 248 u. Hellwald Haus und Hof S. 361.

Einfache Balkenlagen mit kleinem Ueberhang nach einer oder beiden Seiten kommen bei zahlreichen Hochbauten aller Zeiten vor; es sei hier nur an das altrömische Vordach von Puteoli (H. d. A. II, 2 S. 205), ferner an die vorkragenden Stockwerke der mittelalterlichen Riegelbauten erinnert, ebenso an die häufige Anwendung der Vorkragung bei der Baukunst des Islam, (H. d. A. II, 3 S. 54 ff.) in Stein und Holz an Bögen, Stockwerken, Erkern, Vorbauten u. dgl. Bei grösseren und starkbelasteten Vorkragungen tritt allerdings häufig die Sprengstrebe hinzu (Hellwald Haus und Hof S. 263), die dann u. U. auch eiserne Zugbänder und Anker nöthig machte. Während aber das Eisen bei den Krag-Häng- & -Sprengwerken von Anfang an ein wichtiges Glied bildete (vgl. unten), kommt es bei Krag-Balken verhältnissmässig spät zur Anwendung, wenigstens im Brückenbau; im Hochbau war der I-Balken als Kragbalken, vorspringender Dachsparren u. dgl., ferner das Kragfachwerk als Güterschuppendach u. A. längst eingebürgert, ehe man den einfach überkragenden Träger[136]) im Brückenbau anwendete. Beispiele

---

[136]) Vorschläge dazu gingen zwar von Jos. Langer 1862 und Gerber[145]) 1866 aus, sind aber m. W. [ausser an der Wrsowiezer-

von eingespannten Brückenträgern sind: Leibbrand's überhängende Fusswege in Wildbad (Z. f. Bk. 1882 S. 501) und der Stützbalken für das Auflager einer Fachwerksbrücke der N. Y.-Buffalo Bahn (Centr. Bvw. 1883, S. 297), auch Clark's Hochbahnträger (O. W. 1890 S. 250) — von überhängenden Trägern: Koch's Donaubrücke bei Gögglingen 1882, mit Strassenfahrbahn auf Blechträgern, deren Ueberhang über die letzten Eisenjoche einfach im Dammkopfe endet, (W. f. A. u. Ing. 1884, S. 403); ferner Harkort's Warnow-Brücke bei Rostock, ein eisernes Fachwerk mit $14{,}5\,m$ weitem Ueberhang, Abb. 25 (aus Z. dtsch. Ing. 1886 S. 1001); wegen der elastischen Durchbiegung waren hier besondere Schleppträger *s* nöthig, um einen sanfteren Uebergang der Schienengleise auf den Bahndamm zu vermitteln[137]). Ueber die Zweckmässigkeit der Anwendung solcher Träger vgl. a. R. I. Z. 1887 S. 149. Bei Fahrbahn oben wäre die Trägerform der Warnow-Brücke umzukehren wie in Abb. 19a.; Abb. 19b. zeigt die Form eines Trägers von gleichem Widerstand (gleichen Grenzspannungen in den Gurt-

---

brücke[138])] nicht zur Ausführung gelangt. Die gekuppelten Kragbalken gelangten in Eisen früher zur Ausführung, als die einfachen Ueberhänge. Eine Ausnahme bilden nur die eisernen Drehbrücken, welche in geöffnetem Zustand als Kragbalken wirken, jedoch lange Zeit vereinzelt blieben, wenn man von der Benutzung der durchgehenden Träger als Kragwerke [zum Vorschieben der ganzen Träger vom Lande aus] absieht. Die ungünstige Beanspruchung dieser Brücken während des Vorschiebens mag abschreckend gewirkt haben.

[137]) Diese Schleppträger *s* kann man als verkümmerte Seitenbalken ansehen und dann diese Brücke wohl auch zu den Kragbalken mit Seitenträgern zählen, wobei aber wegen der Kleinheit der Seitenbalken die Ortpfeiler erspart, bzw. durch einen auf dem Damm aufruhenden Blechkasten ersetzt werden konnten.

stäben). Die Trägerhöhe nimmt dabei von den Stützpunkten aus nach beiden Seiten ab, kann aber innerhalb der Stützen nur bei vollkommen ruhender Belastung bis zur Null herabgehen[134]), und wird je nach dem Verhältniss der Stützweite zum Ueberhang gegen die Trägermitte hin wieder steigen oder stetig fallen. Letzternfalls erhält man die Form einer Bogenbrücke [z. B. Stephaniebrücke in Wien (S. 144)] oder einer Hängebrücke, deren Seitenschub durch die unteren steifen Balken aufgenommen wird, ein Vorschlag, den Jos. Langer schon 1862 machte und an der Wrsowiczer Brücke ausführte[138]), ohne damals Anklang zu finden (vgl. § 4 S. 69). Mehr Anerkennung fand Schwarz bei dem Mannheimer Wettbewerb (W. f. Bk. 1887 S. 487), wobei die Ueberhänge ebenfalls verankert, zugleich aber künstlich angespannt wurden, um den Wechsel im Spannungssinn der Gurtstäbe möglichst zu verringern. Dies macht aber die Träger z. Th. statisch unbestimmt [falls man nicht eine Strebe ausschaltet, vgl. § 7] und erfordert Widerlager, welche andernfalls entbehrlich sind. Charles Smith hat übrigens bei seiner Brückenfähre (Engg. 1873 II S. 60) eine Verankerung der Ueberhänge mittelst Erdschraube bewirkt. [Wollte man statt dieser Verankerung künstliche Belastung der Ueberhänge anwenden, so würde das elastische Heben und Sinken der Trägerenden sich bei grösserer Aus-

[138]) Diese beiden Brücken wurden bereits im § 5 S. 144 als durchgehender Träger aufgezählt und zwar deshalb, weil die Balkenenden lothrecht in den Wiederlagern verankert sind und scheints auch dort noch aufruhen; je nach der Belastungsweise und den Wärmeverhältnissen wirken also diese Träger, welchen Jos. Langer die Bezeichnung „Wagebalkensystem" gab, bald als steif durchgehende, bald als überhängende Träger. Einen anderen Vorschlag, mit Mittengelenk, machte Langer in Ö. Z. 1864 S. 227.

ladung unangenehm bemerkbar machen; man greift daher dann lieber zu Folgendem:]

Gekuppelte Kragbalken. Stossen die Ueberhänge zweier Kragbalken zusammen, so erhält man einen gekuppelten Kragbalken ohne Zwischenträger; hierher gehören manche zweitheilige Drehbrücken in geschlossenem Zustand, ferner Gerber's Vorschlag v. J. 1866 [a. a. O.[145]) Fig. 4 u. 5]; endlich der Fusssteg von Passy, in Form 3er Bogenöffnungen[139]) von Cail & Co. 1877 erbaut.

Rückt man die beiden Kragträger weiter auseinander und verbindet die Enden der Kragarme durch einen frei aufliegenden Träger, so erhält man den gekuppelten Kragbalken mit Zwischenbalken, von welchem Abb. 39 ein in Oberschwaben mehrfach anzutreffendes einfaches Urbild (Fussstege über die Argen) zeigt, (vgl. a. die norwegischen Reitstege in Winkler, hölzerne Balkenbrücken S. 118), während die Abbildungen 23[a u. b], 24 u. 26 (im M. 1 : 8000) und Abb. 34 (in 1 : 2700) grosse gekuppelte Kragbrücken in Eisen darstellen.

Rückt man die äusseren Kragarme vom Ufer ab und verbindet sie mit dem Ufer durch frei aufgelegte Balkenträger, so erhält man bei nur 2 Stützen den Kragbalken mit Seitenträgern, von welchem Abb. 38 ein Urbild zeigt (Fussstege im Kinzigthal[140]). Bei mehr als 3 Oeffnungen erhält man dann gekuppelte Kragbalken mit Zwischen- und Seitenbalken.

Rücken die 2 Stützen des Kragträgers ganz nahe zusammen, so erhält man den eingespannten ge-

---

139) Vgl. Nouv. ann. d. l. constr. 1880 S. 178 oder Résal Ponts métalliques II S. 450 (s. a. S. 477).

140) Die Joche dieser Fussstege bilden eine gelungene Vereinigung von Eisbrecher und Stütze.

kuppelten Kragbalken. Ein im Hochbau häufig vorkommendes Beispiel dieser Art ist der auf 2 Kragsteinen oder Balkenköpfen[141]) ruhende gemeine Holzbalken; [bei manchen Brücken, z. B. Etzel's Normalien hölzerner Brücken a. a. O.[87]) Bl. 403 kann diese Anordnung nicht gelobt werden, weil die Ueberlast zu klein]. Ein hervorragendes Beispiel eingespannter Kragträger, mit thorartigen Uebermauerungen an der Einspannstelle, bildet die Brücke bei Wang-To (Thibet), welche vor etwa 220 Jahren von der keiner Cultur zugänglichen Urbevölkerung errichtet und nach ihrer Baufälligkeit von den Engländern in der gleichen Weise wieder hergestellt wurde[142]). Ueber andere alte Beispiele gekuppelter Kragträger und deren geschichtliche Entwickelung s. Engg 1881 II S. 475 oder 1890 I S. 218.

In Eisen scheinen die gekuppelten Kragbrücken erst spät in Aufnahme gekommen zu sein, und zwar nicht als Nachahmungen der in Stein und Holz längst vorhandenen zahlreichen Beispiele, sondern im Streben nach Beseitigung der in § 5 S. 144 geschilderten Nachtheile der steif-durchgehenden Träger. Für ruhende gleichmässige Belastung giebt es am durchgehenden Träger Querschnitte, in welchen das Biegungsmoment gleich Null wird und dies veranlasste [nach

[141]) Die englische, schon von Clark 1850 gebrauchte Bezeichnung „Cantileverbridge" (= Sparrenkopfbrücke) mag hiervon ihren Ursprung haben.

[142]) Vgl. Engg. 1890 I S. 217/8, wonach diese Brücke 1783 von Davis entdeckt und in seinem Reisebericht v. J. 1800, der u. A. auch in's Deutsche übersetzt wurde. abgebildet ist; sie wird als Vorbild der Forthbrücke angesehen. Die Abbildung in Engg scheint den Umbau darzustellen, eine andere in Illustr. London News, 12 Oct. 1889 S. 455, lässt vermuthen, dass statt des Zwischenbalkens ursprünglich ein Hängeseil benutzt wurde.

Westhofen a. a. O.[142])] schon Clark[134]) 1846—1850 und Fowler 1846 zu dem Vorschlag an jenen Stellen den Balken zu durchschneiden und ein Gelenk dafür einzusetzen, wodurch diese Träger in gekuppelte Kragbalken mit Zwischenträgern übergehen, welche wohl auch als **„durchgehende Gelenkträger“** bezeichnet werden. Zu ähnlichen Folgerungen kamen die theoretischen Arbeiten über den durchgehenden Träger von Barton 1855, Latham 1858, A. Ritter 1863[143]), und Gerber 1866[145]). [Baensch 1857, und Ruppert 1864[144]) sagen Nichts von Gelenken; s. Anm. 134.]

Trotz Fowlers Modell zur Torkseybrücke u. Barlows Patent v. J. 1859 scheute man sich aber vorerst, wirkliche Gelenke anzuwenden und begnügte sich zunächst damit, die Höhe des durchgehenden Balkens entsprechend der Grösse der Biegungsmomente veränderlich zu machen und dadurch einen Träger von gleichem Widerstand zu erzielen, wobei man anfänglich auf den Einfluss der wechselnden Laststellung nicht genügende Rücksicht nahm[134]). Als aber Mohr 1860 auch noch die Gefährlichkeit einer unfreiwilligen Senkung der Mittelstützen nachgewiesen, und A. Ritter diesen Uebelstand, sowie die statische Unbestimmtheit des durchgehenden Trägers durch Einführung von Gelenken mit einem Schlage zu beseitigen vorschlug, fand der Gedanke an weit ausladende Kragträger allmälig Eingang, trotzdem er noch bis in die 70er Jahre hinein viele Ingenieure befremdete. Zu diesen

143) A. Ritter, Elementare Theorie der Dach- und Brückenconstructionen 1863. (Die 1. Aufl. ist mir nicht zugänglich.)

144) Ruppert's neues System für Eisenbrücken grosser Spannweiten, Wien 1867 oder Ö. Z. 1888 S. 63; s. a. § 4 S. 42.

145) Gerber, Ztschr. des bayr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1870 S. 25 u. Taf. VI.

gehörte auch Ruppert, welcher 1864 sein verbundenes Bogen-Häng- & -Sprengwerk vorschlug[144]) und (nach Köstlin, Ö. Z. 1888 S. 63) nicht dazu zu bewegen war, an der Kreuzungsstelle beider Bögen Gelenke anzubringen, wie seine Mitarbeiter ihm riethen. Köstlin, der sich unter letzteren befand, beurtheilt aber Fowler, Baker und Gerber doch wohl zu leicht, wenn er meint, dass dieselben lediglich nur die Gelenke zu Ruppert's Entwurf, den sie im Uebrigen nachgeahmt, hinzugefügt haben. Ein wesentlicher Unterschied besteht darin, dass die Standfähigkeit des Ruppert'schen Trägers gänzlich von der Biegungsfestigkeit der Mittelstützen abhängig wäre, wenn man Gelenke einlegen würde, gegen welche sich daher Ruppert nicht ohne Grund sträubte. Gerber hatte wohl keine Kenntniss von den vorgenannten englischen Arbeiten und auch nicht von Fowler's & Baker's Entwurf zu einer gekuppelten Kragbrücke v. J. 1864, als er 1866 in Bayern ein Patent auf seine „Balkenträger mit freiliegenden Stützpunkten" erhielt und man braucht nur seine Patentschrift a. a. O.[145]) nachzulesen, um sich von der, das Wesen der Kragträger und ihrer Belastungsweise klar umfassenden Selbstständigkeit des Gerberschen Gedankens zu überzeugen.

Während nämlich Clark und A. Ritter in jeder Mittelöffnung je 2 Gelenke anbrachten und daher breite Pfeiler nöthig hatten, um ein Kippen zu verhindern, wendete Gerber die Gelenke nur je in der zweiten Oeffnung an, und erhielt so eine wesentlich grössere Standfestigkeit ohne Verankerungen nöthig zu haben oder die Pfeiler auf Biegung zu beanspruchen. Auch formte er anfangs seine Träger so, dass die Grenzspannungen in allen Gurtstäben gleich gross wurden und erhielt daher für eine seiner ersten Ausführungen,

die Mainbrücke bei Hassfurt 1867, das in Abb. 18ᵃ dargestellte Gerippe, dessen Umrisse aber einen unruhigen Eindruck machen, weshalb Gerber später zur geradlinigen Begrenzung zurückkehrte[146]). Macht man den Untergurt gerade, so kann man bei geeigneter Wahl der 3 Oeffnungen die Form einer Hängebrücke erhalten[147]), was Brenneke 1879 für die Troitzkybrücke in Petersburg (Centr. Bvw. 1890 S. 122) und Gerber beim Mannheimer Wettbewerb in dem formschönen Entwurf[148]) Abb. 18ᵇ (aus Centr. Bvw. 1887 S. 459) vorschlug. Uebrigens entspricht auch die Form eines

---

146) An der Donaubrücke bei Vilshofen, 1872, stellte sich der gerade Träger billiger, vgl. Wklr. Gitterträger S. 23.

Ein Verzeichniss weiterer ausgeführter durchgehender Gelenkträger giebt Wey. best. Tr. I S. 184; (in Bd. II Fig. 13 schlug er eine neue hierhergehörige Dachform vor). Hierzu kommen noch die Anwendungen für Balkenlagen in Z. f. Bk. 1882 S. 543 und für Barrenbrücken in Centr. Bvw. 1886, S. 231, die englischen Kragbrücken in Engg 1890 I S. 216/8 und die amerikanischen in Z. dtsch. Ing. 1889 S. 996 ff.

147) Wenn man für den Zwischenträger auf die Forderung gleicher Grenzspannungen verzichtet.

148) Gerber's Entwurf gehört zur Gruppe der einfachen Träger mit Zwischengurt (§ 7). Die oberen Felder sind frei von Streben, was fürs Auge angenehmer; sie lassen sich aber nicht ohne Gerüste aufstellen, wenn man den trefflichen, an der Forthbrücke (mit Ausnahme der Zwischenträger) eingehaltenen Grundsatz befolgen will, „dass die Stäbe während der Aufstellung im gleichen Sinne gespannt werden sollen, wie später während des Betriebs.“ Demnach wären Gerüste auch bei Aufstellung des linksseitigen Kragarmes der Abb. 23ᵇ. nöthig; man wird daher u. U. lange Streben, wie bei den übrigen Feldern dieser Abbildung vorziehen, um eine allmälige Anspannung der oberen Gurtstäbe während der Aufstellung zu bewirken und Gerüste ganz zu ersparen.

vereinigten Bogen-Spreng- & -Hängwerks, wie Abb. 23[b], angenähert dem Kragträger von gleichem Widerstand, eine Form, von der man bei der Forthbrücke Abb. 23[a] etwas abwich, um eine leichtere Aufstellung zu erzielen, worunter freilich die Schönheit der Umrisse nothlitt.

Die Forthbrücke, der Stolz Englands, wurde 1882 von Fowler & Baker entworfen und unter ihrer Leitung von den Grossunternehmern Arrol & Cie. 1890 vollendet. Zur Wahl des gekuppelten Kragbalkens[149]) trieb hier die Unmöglichkeit, feste Baugerüste zu benutzen. Das Verhältniss der Länge der Kragarme zur Stützweite ist bei dem mittleren Träger 207 : 79 = 1 : 0,38; es befindet sich gerade an der Grenze, wo keine Verankerungen mehr nöthig sind. An den 2 äusseren Trägern mussten (des Untergrundes wegen?) die Pfeiler noch enger gestellt werden, obiges Verhältniss wird daher 207 : 44,2 = 1 : 0,213 und da auf dem einen Kragarm noch der schwere Zwischenträger von 106,7 *m* Länge ruht, so versuchte man den andern Kragarm durch Gewichte auszugleichen; da aber nach Z. dtsch. I. 1888 S. 1186 nur 1000 *ts* unterzubringen, 1300 aber nöthig waren, so ersetzte man das Fehlende durch Verankerung der landseitigen Kragarme in den Landpfeilern, was freilich bei diesen zwei Trägern statische Ueberbestimmtheit zur Folge[150]) hatte. Die mächtigen Druckstäbe dieser Brücke sind

149) Frühere Entwürfe für die Forthbrücke s. in Engg 1880 I S. 168 u. 1890 I S. 216 (Auszüge im Centr. Bvw. 1881 S. 275), worunter eine sehr hübsche Bogenbrücke von Max am Ende, welche mittelst Kraggerüsten aufgestellt werden sollte.

150) Das bei der Niagarabrücke gewählte Auskunftsmittel[153]), um statische Bestimmtheit zu erzielen, war an der Forthbrücke nicht möglich, weil aus Mangel an Aufstellungsgerüsten das

[wie bei Ruppert's Entwurf[144])] als Kreisröhren ausgebildet, weil diese die grösste Sicherheit gegen Knick- und Rostgefahr, sowie die kleinste Windfläche[151]) darbieten. Für die Herstellung und die Stossverbindungen solcher Riesenröhren war freilich die Kreisform weniger günstig, weshalb sie auch bei dem Entwurf der Aermelcanalbrücke (vgl. unten) der Rechtecksform (Abb. 24β) weichen musste. Bei Abb. 23[b] ist der Druckgurt in ein Fachwerk aufgelöst, das zwar leichter zu besichtigen ist, aber wegen der grösseren Rostgefahr durch Blechmäntel gegen den Wellengischt geschützt werden müsste.

Ob die in Abb. 23[b] vorgeschlagenen Abänderungen zweckmässige wären, lässt sich ohne eingehende Bearbeitung des Entwurfs und ohne die Erfahrung, welche den Erbauern bereits zur Seite steht, schwer beurtheilen; es wäre daher vermessen, solche Vorschläge als wirkliche Verbesserungen auszugeben, so lange sich nicht die geistvollen Erbauer darüber geäussert haben, welch' letztere übrigens vielleicht im Lauf der Ausführung schon selbst zu viel trefflicheren Aenderungen gelangt sind, die sich nur nachträglich nicht mehr verwerthen liessen. Gerade der schöpferischste Baumeister würde ja immer nach Schluss eines grös-

---

Pfeilerfeld steif sein musste. In Abb. 23[b] ist versucht durch Weglassen einiger Stäbe am Kragende statische Bestimmtheit zu erzielen, ohne den Grundsatz in Anm. 148 im Wesentlichen zu verletzen. Die punktirten Stäbe wären dann nach Fertigstellung der Brücke zu lockern.

151) Die Winddruckspannungen überwiegen nemlich hier die durch die Verkehrsbelastung erzeugten um ein Beträchtliches und steigen bis zu 47%, während das Eigengewicht bis zu 59% der Gesammtspannung einzelner Gurtstäbe verursacht. Melan hat in Ö. Z. 1884 auf Bl. 244 eine zeichnerische Darstellung der verschiedenen Belastungswirkungen gegeben, die sehr beachtenswerth.

seren Bauwerks Einzelnes daran besser zu machen in der Lage sein, wenn er denselben Bau von Neuem auszuführen hätte. Veröffentlichungen darüber wären aber stets sehr erwünscht.

Mit vollem Recht erregt daher der Entwurf und die Ausführung dieses grossartigen Baues die allgemeine Bewunderung der Mitwelt und wird noch lange als lehrreiches Muster dienen, dessen Studium angelegentlichst empfohlen sei[152]).

An der Forthbrücke hat sich mit überwältigendem Erfolge die Zweckmässigkeit der Anwendung von gekuppeltem Kragbalken für solche Brücken, welche ohne Hilfsgerüste hergestellt werden müssen, gezeigt. Das Verdienst, den Vorzug der Kragträger gerade in dieser Richtung zuerst erkannt zu haben, gebührt übrigens den amerikanischen Ingenieuren, welche — angeregt durch die Erfolge von Flad bei der Aufstellung der Missisipi-Bogenbrücke mittelst Kraggerüsten i. J. 1873 (nach Cooper, T. A. 1889 II S. 21) — die Zweckmässigkeit des Kragträgers für Hochbrücken, bei denen nur einzelne Oeffnungen mittelst Gerüsten aufgestellt werden können, erkannten, was sich dann auch an der Kentuckybrücke, 1876/7 von Shaler Smith erbaut, und noch mehr an der unteren Niagarabrücke von C. C. Schneider, 1883 vollendet (und in T. A. 1885 II S. 499 ff. ausführlich beschrieben), glänzend bewährte. Seitdem sind zahlreiche grossartige gekuppelte Kragträger über die Riesenströme Amerika's gebaut worden, die sich zwar nicht durch besonders schöne Formen, aber durch zielbewusste Einfachheit in der Her- und Aufstellung auszeichnen

[152]) Das Ausführlichste über die Forthbrücke gibt Barkhausen in dem Sonderabdruck aus der Z. dtsch. Ing. 1888 S. 912 ff. und Westhofen in Engg 1890 I S. 213—283.

und meist als gerade, oder als Trapez- oder als Vieleckströger ausgeführt sind (vgl. Barkhausen in Z. dtsch. Ing. 1889 H. 42, 44 u. 46). Die angestrebte statische Bestimmtheit ist zwar nicht bei allen diesen Brücken vollständig erreicht, doch verdient gerade die Niagarabrücke in dieser Hinsicht hervorgehoben zu werden. Abb. 34 zeigt das halbe Gerippe dieses gekuppelten Kragbalkens mit Zwischenträger. Da die Kragbalken 3 Stützen, nämlich 2 Gleitstützen *A* und *C*, und eine Gelenkstütze *B* haben, so sind in dem mittleren Pfeilerfeld die Streben weggelassen[153]), was zulässig war, weil die Seitenöffnung *AB* mittelst Gerüsten aufgestellt wurde, während diese Anordnung bei den äusseren Trägern der Forthbrücke nicht verwerthet werden konnte, vgl. Anm. 150.

Auf dem europäischen Festlande hat man sich lange ablehnend gegen so grosse Kragträger verhalten, da man die starke Durchbiegung der Kragarme, sowie den Wechsel im Spannungssinn der Gurtstäbe scheute[154]); auch war die hier übliche Vernietung der Stäbe an den Knotenpunkten schwerer ohne Gerüste auszuführen, als die Bolzenverbindung. Die Erfolge an der Forthbrücke, wo der wechselnde Spannungssinn vermieden und die Vernietung ohne Schwierigkeit

---

153) Man erhält dann das vereinfachte Grundeck ABCD Abb. 34α, dessen Steifigkeit ohne Weiteres erhellt. Da das Strebenwerk ein doppeltes ist, so wurde bei E zunächst ein kurzer Stab EF Abb. 34β angebracht, von dem aus in F sich die 2 Streben gabeln. Die Einfachheit und Steifigkeit des Trägers lässt sich dann durch Aufzeichnung aus den Stabrichtungen (vgl. R. I. Z. 1889 S. 75) leicht nachweisen.

154) Diese 2 Gründe veranlassten auch Cooper, (in T. A. 1889 II S. 39) die Kragbrücken nur für Spannweiten über 500′ zu empfehlen, falls nicht die Aufstellung ohne Gerüste schon für kleinere Weiten ausschlaggebend ist.

durchgeführt wurde, haben aber jene Scheu zurückgedrängt; und während z. B. bei dem 1883er Wettbewerb für die Donaubrücke bei Černavoda (D. B. 1883 S. 571) noch gar keine Kragträger vorkamen, waren dieselben beim Mannheimer Wettbewerb 1887 schon in der Mehrzahl, (Centr.-Bvw. 1887 S. 431) und beide Brücken sollen jetzt als gekuppelte Kragträger mit Zwischenbalken, in Hängebrückenform ausgeführt werden: in Mannheim nach dem Entwurf von Benkiser, Grün u. Gen., bei Černavoda nach demjenigen von Saligny, Abb. 26 (aus Ö. Z. 1890 S. 32). Bereits fertig gebaut ist der geradlinige gekuppelte Kragträger der Moldaubrücke bei Červena (Centr.-Bvw. 1890 S. 86).

Den neuesten, allerdings noch nicht ganz ausgearbeiteten, Entwurf zu einem gekuppelten Kragbalken mit Zwischenträgern nämlich die Aermelcanalbrücke von Hersent & Schneider (-Creusot) zeigt Abb. 24 (aus Centr. Bvw. 1889 S. 459 ff.) mit dem eigenartigen dreieckigen Träger-Querschnitt Abb. 24α und dem viereckigen Kastenquerschnitt des Obergurts Abb. 24β (vgl. oben).

B. Kragwerke mit Seitenschub.

a. **Kragbalken mit Sprengstrebe.** Wie schon erwähnt, wird seit den ältesten Zeiten die Tragfähigkeit eines überhängenden oder eingespannten Trägers bei grösserer Kragweite durch Sprengstreben unterstützt. Letztere üben dann — auch bei rein lothrechter Belastung — einen Schub auf die Widerlager aus und suchen den Kragbalken herauszuziehen, weshalb er im Widerlager verankert werden muss, wenn die Reibung nicht ausreicht. Derartige Anordnungen sind daher in der Regel statisch überbestimmt, und ihre Berechnung wird unsicher, da sie von der Genauigkeit der Her-

stellung und der Nachgiebigkeit der Streben und Widerlager stark abhängig ist.

Man erhält so eigentlich schon eine Verbindung des Kragbalkens mit dem Krag-Häng- und -Sprengwerk. Zahlreiche Anwendungen im Brücken- und Hochbau sind bereits in Anm. 12 erwähnt. Hier sei nur noch des berühmten Locomotivschuppens der Paris-Versailler Bahn (L. U.) von ? gedacht (A. B. 1843 S. 375 Bl. 566), dessen Mittelpfosten (wie in § 4 S. 60 erwähnt) auf Biegung beansprucht wird, und der trotzdem als statisch bestimmt berechnet werden kann, wenn man die eine Stütze als Gleitstütze annimmt[155]) (vgl. § 7, C über „Stabwerke").

Zu den gekuppelten Kragbalken mit Sprengstreben zählt jene urwüchsige Brücke der rothen Indianer in Canada, welche in Engg. 1890 I S. 218 abgebildet ist.

b. **Reine Kragsprengwerke** bezw. Sprengwerke mit Kragarmen sind in neuester Zeit in Form von Fachwerksbogenbrücken mit überkragenden Enden und Seitenträgern in Aufnahme gekommen; zuerst die Hawk-Strassenbrücke in Albany von Hilton (Z. dtsch. I. 1889 S. 1120), ein Strebenfachwerk mit einem überzähligen Stab; sodann der statisch bestimmte Viaur-Viaduct der Soc. d. Batignolles, Abb. 30 (aus Engineer 1889 II S. 529), ein Ständerfachwerk als 3-Gelenk-Bogen mit Ueberhang und Seitenträgern. Durch geeignetes Verhältniss zwischen Ueberhang und Stützweite lässt sich der Seitenschub des mittleren Bogens sehr verringern, ja schliesslich auf Null herabdrücken. Doch eignet sich Letzteres nur für ruhende Belastungen, wie bei

---

155) In Cu. gr. St. I. Aufl. S. 429 ist dieser Dachstuhl als ein „unregelmässiger" bezeichnet und mit Vernachlässigung der Sprengstrebe berechnet.

Dächern, während für wechselnde Verkehrslast, wie bei Brücken, das Scheitelgelenk abwechselnd auf Zug und Druck beansprucht und daher bald gelockert würde.

Bei kleineren Strassenbrücken könnte man, ähnlich wie bei Koch's überhängenden Balken (vgl. S. 151), Seitenträger und gemauerte Widerlager ganz ersparen; bei grösseren Spannweiten und Eisenbahnbrücken wären mindestens Schleppträger[137]) nöthig; doch würde man mittelst Kragsprengwerk hübschere Anordnungen erzielen, als z. B. bei Abb. 25. Für Hallen mit Vordächern dürfte das Kragsprengwerk sich manchmal ganz gut eignen[156]).

c. Reine **Kraghängwerke** sind m. W. bis jetzt nicht gebaut und wohl auch nur äusserst selten anwendbar (ausser etwa zur Herstellung einer Schlucht-

---

156) Abb. 14b Taf. VI lässt sich in ein solches Kragdach verwandeln, wenn man die äusseren Mauern wegnimmt und dafür die 2 punktirten Stäbe über den Mittelstützen festnietet.

Die unveränderte Abb. 14b dagegen stellt, ebenso wie Abb. 14a und Abb. 14 (letztere auf Taf. XV), je ein einfaches 6-Stützfachwerk dar, das keinen Seitenschub auf die Umfassungsmauern ausübt und sich für manche 3- oder mehrschiffige Hallen, bezw. für manche Brückenbauten, empfehlen dürfte.

Abb. 14 und 14a haben gegenüber Abb. 30 den Vorzug, dass die elastische Senkung der Kragarme in Wegfall kommt und die Aufstellung (ohne Gerüste in der Mittelöffnung) noch erleichtert wird. Letzteres gilt namentlich für Abb. 14, während bei Abb. 14a der in Anm. 148 erwähnte Grundsatz für die Aufstellung ohne Gerüste nicht streng eingehalten werden kann; dafür ist aber das Aussehen von Abb. 14a hübscher als von Abb. 14. Einige andere Vorschläge statisch bestimmter Träger dieser Form, bei denen aber der Seitenschub auf die Widerlager übertragen wird, s. in Wey. best. Tr. II Taf. 15. Jos. Langers Entwurf in Ö. Z. 1864 Bl. F und Eiffels erster Entwurf zur Dourobrücke sind von ähnlicher äusserer Form, wie Abb. 14, aber statisch überbestimmt.

brücke mit Verankerung in den nach oben stark überhängenden Felsen)[157]). Wohl aber kommen vor:

d. **Kragbalken mit Hängeseilen,** welch letztere unmittelbar im Boden verankert sind[158]), deren Spannung also auf den Balken übertragen wird und sich in einem Schub desselben auf seine Stützen äussert. Bei Baugerüsten kommen derartige statisch unbestimmte Mischwerke aus Kragbalken und Hängwerk nicht eben selten vor. Ihre Berechnungsfähigkeit ist wegen der in der Regel zweifelhaften Art der Lastvertheilung (abhängig von der Genauigkeit der Aufstellung und der Nachgiebigkeit der Stützen) meist gering.

Unter a und d haben wir Kragbalken behandelt, welche gleichzeitig die Widerlager zurückzuschieben und herauszuziehen suchen und daher ein Drehmoment auf dieselben ausüben. Das Gleiche gilt auch für die:

e. **Krag-Häng- und -Sprengwerke,** deren einfachste Form das lothrechte Gelenkdreieck ist, dessen Wandstab am unterem Ende gestützt, am oberen verankert wird. Reiht man an dieses Dreieck noch andere an, so erhält man das vorspringende Fachwerks-Kragdach. Soll ein solches Kragwerk statisch bestimmt sein, so muss entweder die eine Stütze als Gleitstütze hergestellt, oder — bei 2 Gelenkstützen — muss der Wandstab weggelassen werden, was ja bei eisernen

---

157) Eine Verbindung des gekuppelten Kragbalkens mit einem selbständigen Hängwerk sehen wir in Abb. 1 Taf. XV; sie ist schon in § 1 S. 4 beschrieben und zählt nicht zu den reinen Kraghängwerken. Das Gleiche gilt von dem in T. A. 1886 S. 346 geschilderten sehr bemerkenswerthen Seitenstück zu unserer Abb. 1, welches ein einfacher mexikanischer Arbeiter (peon) aus Holz- und Hanfseilen herstellte.

158) Ist das Hängseil am Balken selbst verankert, so hat man es mit einem reinen Kragbalken zu thun, vgl. oben.

Kragdächern vorkommt. Man erhält letzternfalls ein 4-Stützfachwerk mit *k* Knotenpunkten und 2*k*—4 Stäben (vgl. R. I. Z. 1889 S. 87). Hat man statt des Dreigelenk-Kragwerks eine Stützstrebe, deren Ende durch ein biegsames Seil, in der Wand verankert ist, wie das bei Gerüsten und Drehkrahnen häufig vorkommt, so ist ebenfalls statische Bestimmtheit vorhanden. Wenn man es aber mit einem in sich steifen Körper zu thun hat, der in 2 Gelenken aufgehängt ist, wie z. B. bei Thüren, Fenstern u. dgl., so wird, wie Tolkmitt in Z. f. Bw. 1889 S. 434 ausführte, in der Regel Unsicherheit über die Vertheilung des Gewichts auf die beiden Gelenkstützen vorhanden sein, — es sei denn, dass die eine Stütze sicher nur als Gleitstütze wirkt, wozu neuerdings die Thürangeln manchmal eingerichtet werden; (bei Schleusenthoren, Drehkrahnen u. dgl. ist dies stets der Fall).

Das gekuppelte Krag-Häng- und -Sprengwerk mit Zwischenträger wird schon lange zu Baugerüsten benutzt, wobei die gezogenen Theile meist aus Eisen hergestellt werden, die gedrückten aus Holz. Von weit ausladenden Brückengerüsten ist insbesondere erwähnenswerth: Hinterwaldners Modell v. J. 1825 (vgl. Rz. E. B. S. 135) und das Gerüst der Attock-Brücke in Indien, Engg. 1884 II S. 546.

Ganz in Eisen wurde das gekuppelte Krag-Häng- und -Sprengwerk als 3- oder 4-Stütz-Fachwerk bei Dächern manchmal ausgeführt, seltener im Brückenbau; doch ist hier ein, durch seine Grösse — wenn auch nicht durch besonders schöne Formen — hervorragendes Bauwerk zu erwähnen, nämlich die Indusbrücke bei Sukkur, von Wm. Parsey, Abb. 35 (aus Engg. 1888 I S. 229), deren Kragträger reine einfache 3-Stütz-Fachwerke sind.

[f. **Kragwölbwerk.** Das Gewölbe eignet sich am wenigsten zum Vorkragen; dennoch finden wir in Schramms historischem Schauplatz der Brücken 1735 (S. 62 Abb. 15) ein halbkreisförmiges Brückengewölbe ohne Schlussstein — dagegen mit Verankerung der äussersten Wölbsteine in den Widerlagern — dargestellt, welches in Holland damals mehrfach verwendet worden sein soll, um den Schiffsmasten Durchlass zu gewähren. Es hat aber keine weitere Verbreitung gefunden und wird hier nur der Merkwürdigkeit halber aufgezählt.]

§ 7. Allgemeines über das Fachwerk.

Ueber die Bezeichnungen „Stabwerk“ und „Fachwerk“, „reines“ und „unreines Fachwerk“, „einfaches *r*-Stütz-Fachwerk“ u. dgl. s. Anm. 27 u. 91.

Das reine Fachwerk ist die vollendetste Anordnung, welche man den verschiedenen Spannwerksarten (mit Ausnahme des Wölbwerks) geben kann, weil hiebei die beste Ausnutzung der Festigkeit unserer Baustoffe möglich ist (Cu. gr. St. 1 Auflage S. 361). Wenn wir von den Nebenspannungen absehen (vgl. Anm. 159), werden nämlich die Stäbe des reinen Fachwerks nur auf Zug oder nur auf Druck beansprucht; diese (Normal-) Spannungen sind gleichmässig über den ganzen Querschnitt vertheilt, man kann also mit dem kleinsten Stoffaufwand die grösste Tragfähigkeit erzielen und wird daher heutzutage für alle grösseren Spannweiten, die nicht überwölbt werden, Fachwerksträger anwenden. Nur bei ganz kleinen Spannweiten [und bei Wellblechbogendächern (vgl. § 4 S. 280)] wird der vollwandige Träger bevorzugt, weil hier die Einfachheit der Herstellung den Mehraufwand an Baustoffen wieder ausgleicht.

Zu dieser Erkenntniss gelangten zwar einige mit Bausinn begabte Männer schon in Zeiten, wo man an eine Berechnung der Spannwerke noch nicht dachte; doch war eine volle Ausnutzung der Vortheile des Fachwerks erst möglich, nachdem man dasselbe zu berechnen im Stande war, was erst um die Mitte unseres Jahrhunderts (vgl. S. 125/6) gelang. Anregung hiezu mag die damals aufgekommene Anwendung von Gelenkverbindungen gegeben haben; sie führte zur Annahme reibungsloser Drehung der Stäbe in den Gelenken, was die Berechnung vereinfachte und klärte. Die Vernachlässigung der Drehungswiderstände bei Gelenkbolzen (bezw. der Starrheit der Vernietungen) hielt man zunächst allgemein für bedeutungslos und erst in den 70er Jahren wurden auch die durch diese Widerstände hervorgerufenen Nebenspannungen[159])

[159]) Zusatzspannungen und Nebenspannungen. Die durch lothrechte Belastungen [Eigengewicht und Verkehrslast (bezw. bei Dächern Schneedruck u. A.)] in den Stäben eines reinen Fachwerks hervorgerufenen Spannungen nennt man **Grundspannungen** [der manchmal hiefür zu findende Ausdruck „Hauptspannungen“ ist unzweckmässig, weil er in der Elasticitätstheorie längst eine andere Bedeutung hat, was schon in R. I. Z. 1887 S. 157 (vergeblich) bemerkt wurde]. Voraussetzungen für die Berechnung der Grundspannungen sind reibungslose Gelenke und Angriff aller äusseren Kräfte lediglich in den Knotenpunkten. Diese 2 Voraussetzungen treffen aber nie ganz zu, weshalb mehr oder weniger grosse Zusatz- und Nebenspannungen hinzukommen.

a. **Zusatzspannungen:**

1. Biegungsspannungen in Folge Angriffs der Lasten an den Stäben. Die genaue Berechnung ist umständlich, weil man es bei steifen durchgehenden Gurten streng genommen mit einem durchgehenden Träger auf nachgiebigen Stützen zu thun hat; man pflegt statt dessen Gelenke anzunehmen und dann die Biegungsspannungen der einzelnen Stäbe wie beim gemeinen Balken auf Endstützen zu rechnen. Durch geeignete Anordnungen (Quer- und Längsträger) kann man das Angreifen der äusseren

in Rechnung gezogen. Gleichzeitig begann man, neben den, bisher fast ausschliesslich in Betracht gezogenen

---

Belastungen auf die Knotenpunkte beschränken, während das Eigengewicht der Stäbe und der Winddruck stets über den ganzen Stab vertheilt sind. Insofern gibt es eigentlich gar keine reinen Fachwerke; allein für gewöhnliche Fälle sind letztere beiden Einwirkungen so gering, dass die von ihnen hervorgerufenen Biegungsspannungen der Stäbe ohne Bedenken, auch bei strenger Berechnung, vernachlässigt werden dürfen. Wenn aber die Feldweiten und das Eigengewicht der Stäbe so gross wird, wie z. B. an der Forthbrücke, so darf es nicht mehr vernachlässigt werden. (Abb. 23[b] ist in dieser Beziehung im Vortheil gegen 23[a].)

2. Windspannungen. Der Winddruck verursacht ebenfalls Biegungsspannungen der Stäbe (vgl. unten), besonders aber Längsspannungen in den Gurtstäben und Querverbindungen. Man hat früher die Windkreuze häufig zu leicht gemacht; auch jetzt noch werden sie manchmal aus Flacheisen hergestellt, was unzweckmässig (vgl. R. I. Z. 1887 S. 197). Um Biegungen der Tragwände zu vermeiden, sollten die Querkreuze beide Hauptträger zu einem steifen räumlichen Fachwerk verbinden, was aber wegen mangelnder Durchfahrtshöhe manchmal nicht angeht (bei der Forthbrücke wurde der obere Windverband trotz genügender Höhe absichtlich weggelassen). Die Berechnung wird sehr verwickelt (vgl. Winkler „Querconstructionen“ 1884 und Föppl Civ. Ing. 1889 S. 85). Die Windkreuze beeinflussen selbst bei Windstille die Spannungen in den Gurtstäben; um diesen Einfluss zu verringern, spannt man sie am besten erst nach Entfernung der Gerüststützen fest [unter Umständen erst nach künstlicher Belastung (vgl. R. I. Z. 1887 S. 197 u. 198)]. Je grösser die Spannweite, um so bedeutender die Windspannungen (vgl. Anm. 151). Schliesslich können sie alle anderen Spannungen überwiegen und werden dann hauptsächlich maassgebend für die Form und Stärke der Träger.

Bei Brücken pflegt man den Winddruck normal zur Wandfläche anzunehmen; bei Dächern dagegen wirkt der Winddruck i. Allg. schief; seine Grösse ist bis heute noch nicht genügend bestimmt (vgl. die Untersuchung von Gerlach, Civ. Ing. 1885 S. 77). Manchmal wirkt der Winddruck von unten nach oben, und dies hat zum lothrechten und seitlichen Verankern kleiner Brücken

Grundspannungen, welche durch die lothrechten Belastungen entstehen, auch noch die durch andere

(Centr. Bvw. 1883 S. 174, auch 1889 S. 504) bezw. zu Windstangen bei offenen Hallendächern geführt (vgl. § 4 S. 58).

3. Verkehrsstösse. Ihr Einfluss wurde durch neuere Messungen ziemlich gross gefunden, hängt aber von der Güte der Fahrbahn und der Fahrgeschwindigkeit stark ab und wirkt sowohl in der Ebene der Hauptträger, als quer dazu. Messungsangaben s. in Anm. 71, auch T. A. 1887 I S. 42.

3α. Bei Eisenbahnbrücken in Curven kommt hiezu noch die Wirkung der Centrifugalkraft.

4. Längsspannungen, erzeugt durch die Reibung in den Gleitstützen, die Reibung zwischen Schienen und Rädern, die Bremswirkung und die etwaige Steigung der Brückenbahn. [Vgl. hierüber Landsberg in H. d. I. W. II, 2 S. 29, mit Quellenangaben S. 38; hiezu Centr. Bvw. 1887 S. 80.] Am stärksten wirken diese Spannungen auf den Untergurtstab der Endfelder gerader Ständerfachwerke mit Zugstreben (Abb. 17[b]), weil dort die Grundspannung = 0 ist; vgl. Tafel's Beobachtungen in den Protoc. des württ. Ver. f. Baukunde 1887/8 H. II S. 19.

5. Wärmespannungen. Gleichmässige Wärmeänderungen erzeugen nur bei den überbestimmten Sprengwerken Spannungen, während ungleichmässige Wärmeänderungen bei allen überbestimmten (und in Folge der Reibung in den Knotenpunkten auch bei den einfachen) Fachwerken Zusatzspannungen hervorrufen. Schutzvorrichtungen gegen einseitige Erwärmung sind manchmal möglich und geboten z. B. bei Drehbrücken (vgl. Wey. El. II S. 150). Weiteres gibt z. B. Engesser in D. B. 1889 S. 497.

b. **Nebenspannungen:**

6. Biegungsspannungen der Stäbe in der Trägerebene entstehen in Folge der (wenigstens gegenwärtigen) Unausführbarkeit guter Gelenke mit wenig Reibung, der Unvollkommenheit des genauen Zusammentreffens der Stabaxen in den Knotenpunkten, und der Ungleichheit der Stabmasse und Stabform. Die beiden letzteren Umstände pflegt man bei Druckstäben durch eine der Knickformeln schon lange zu berücksichtigen (vgl. hiezu R. I. Z. 1887 S. 175 Anm. 27 und Engesser Z. dtsch. Ing. 1890 S. 731); dass die Biegungsspannungen aber auch bei Zugstäben bedeutende Werthe annehmen können, haben erst die fast gleichzeitigen Untersuchun-

äussere Kräfte hervorgerufenen Zusatzspannungen zu berücksichtigen. Wir besprechen diese Spannungen

gen von Winkler, Engesser, Asimont und Manderla gezeigt. Asimont gab hierüber Andeutungen in Z. f. Bk. 1880 S. 31, nachdem er bereits 1877 die Berechnung der Nebenspannungen als Preisaufgabe der Münchener Ingenieurfachschule gestellt hatte. 1879 lieferte Manderla (s. Jahresber. der Münch. techn. Hochschule 1878/9) eine treffliche Lösung dieser Aufgabe [wobei er sich der hyperbolischen Functionen bediente, deren Vortheil für manche Ingenieuraufgaben selbst heute noch nicht überall gewürdigt wird†]. Seit Veröffentlichung von Manderla's Arbeit in A. B. 1880 S. 34 wird gewöhnlich dessen Verfahren zur genaueren Berechnung solcher Nebenspannungen verwendet. Schon vorher aber hatte Engesser in Z. f. Bk. 1879 S. 599 eine einfachere Annäherungsrechnung mitgetheilt, die er in der beachtenswerthen Arbeit Z. dtsch. Ing. 1888 S. 813 erweiterte. Das Ausführlichste stammt von Winkler, der die Ergebnisse seiner mehrjährigen Rechnungen in D. B. 1881 S. 110 und in seiner Th. d. Br. II, 1 S. 248—319 zusammengestellt und daraus Regeln über die Grössen der Nebenspannungen und die Mittel zu ihrer Verminderung gezogen hat. Die seit 1877 in Aufnahme gekommenen Spannungsmesser (H. d. I. W. II, 5 S. 218), vor allem der sinnreiche Dehnungszeichner von Fränkel (Civ.-Ing. 1881 S. 250) bestätigten diese Rechnungen und erweckten solche Besorgnisse über die bisherigen Vernachlässigungen dieser Nebenspannungen, dass z. B. Gerber sich zum Uebergang zu Gelenkbolzen[106]) statt der bisher gebräuchlichen Nietverbindungen entschloss. Doch wies Winkler in D. B. 1880 S. 350 u. 1881 S. 135 nach, dass auch bei Gelenkbolzen die Biegungsspannungen sehr gross werden können, was durch Manderla's Messungen mit der Bauwaage an der Brücke von Waltenhofen (A. B. 1886 S. 938) bestätigt wurde (vgl. a. R. I. Z. 1888 S. 20). Weitere zahlreiche Arbeiten über Nebenspannungen stammen von W. Ritter, Landsberg, Müller-Breslau u. A.

Wegen der vielen unberechenbaren Nebeneinflüsse (s. Pkt. 9) ist eine strenge Berechnung dieser Nebenspannungen gar nicht möglich und da sowohl Manderla's Rechnung, als die zahlreichen

†) Sonst hätte sich z. B. Schreiber die Neuberechnung seiner „Tabellen zur Gewölbestützlinie" 1884 ersparen können, da die Tabellen der hyperbolischen Functionen in Ligowski's Taschenbuch der Mathematik schon 1867 erschienen sind (vgl. a. Z. f. Bw. 1854 S. 127 u. 267).

in Anm. 159 und haben es dann im Folgenden nur noch mit den Grundspannungen des reinen Fachwerks

---

späteren Vorschläge sehr zeitraubend sind, so eignen sie sich nicht zur Anwendung für das rasche Berechnen der Fachwerksbrücken, welch letzteres doch die Baubedürfnisse erfordern; man begnügt sich daher mit schätzungsweiseu Zuschlägen zu den Grundspannungen, wozu Winklers oben genannte Arbeiten dankenswerthe Anhaltspunkte lieferten. Gegen Winkler's Vorschlag zu absichtlicher excentrischer Befestigung der Streben (1881) oder gegen Engesser's Anregung (1888) zu solchem Ablängen der Stäbe dass sie erst nach vollständiger Belastung die gewollte Länge in dem entworfenen Traggerippe erhalten, erheben sich zwar gewichtige Bedenken. Doch wird Engesser's Vorschlag zum Theil wenigstens durch die bei der Zulage übliche Ueberhöhung der Fachwerke erreicht. Bei Ueberschreitung der Elasticitätsgrenze wachsen die Nebenspannungen nach Engesser 1888 S. 816 in geringerem Maasse als vorher.

7. Spannungen quer zur Trägerebene. Hieher gehören die schon oben erwähnten Ausbiegungen der Stäbe durch Winddruck, vor allem aber die durch einseitige Befestigung der Querträger und deren Durchbiegung verursachten Verbiegungen der Fachwerksständer, sowohl bei offenen Brücken, als bei oberen Querverbindungen. Das Ausführlichste hierüber gibt Winkler in seinen „Querconstructionen" 1884 (auch H. d. I. W. II, 2, 2 S. 481 ff). Um diese Biegungsspannungen zu vermeiden, strebt man neuerdings auch in Europa, namentlich in Russland, nach einer freien Auflagerung der Querträger auf den Hauptträgern, vgl. Belelubsky in R. I. Z. 1888 S. 205, worauf hier verwiesen sei.

8. Längsspannungen durch Einwirkung der Querverbindungen und der Fahrbahnträger. Der Einfluss der Windkreuze auf die Spannungen der Hauptträger ist schon bei Pkt. 2 besprochen. Die starre Vernietung der Fahrbahnlängsträger mit den Querträgern ist nur dann einwandfrei, wenn die Fahrbahnträger sich durchweg in der Höhe der Schweraxe der Hauptträger befinden. Andernfalls entstehen zunächst Ausbiegungen der Querträger (und bei „Fahrbahn-unten" Lockerungen der Nietköpfe), die um so bedenklicher, je länger die Brücke ist, worauf Winkler und Engesser zuerst hinwiesen und zu deren Abhilfe sie bewegliche Auflagerung der Fahrbahnlängsträger vorschlugen. Weiteres hierüber s. in R. I. Z. 1887 S. 151 Taf. VIII und 1888 S. 208 Anm. 15.

zu thun. Wo nichts Besonderes erwähnt ist, beschränken wir uns auf das ebene Fachwerk.

Bei einfachen Fachwerken sind die Zusatz- und Nebenspannungen — besonders diejenigen in Anm. 159 Pkt. 5 u. 9 erwähnten — kleiner als bei statisch überbestimmten Trägern, auch wird die Genauigkeit der Herstellung unabhängiger von äusseren Einflüssen und hieraus rechtfertigt sich das schon S. 136 erwähnte Streben nach einfachen Fachwerken, welches gegenwärtig vorherrscht, trotzdem man gleichzeitig durch die Verfahren von Mohr und Castigliano auch die unbestimmten Träger genauer als früher zu berechnen in Stand gesetzt wurde (vgl. § 3 S. 30).

Das Bedürfniss nach statischer Bestimmtheit der Träger hat nun aber auch jenes andere hervorgerufen, welches wir zunächst zu besprechen haben, nämlich das Bedürfniss nach bequemen:

A. Kennzeichen der Steifigkeit einfacher Fachwerke.

So lange man es lediglich mit der Aneinanderreihung von Dreiecken zu thun hatte, war die Steifigkeit

---

9. Spannungen in Folge unvollkommener Ausführung der Träger. Diese rühren zunächst von der Unvollkommenheit unserer Baustoffe sowie der menschlichen Arbeit her, was beides nie ganz zu vermeiden (obgleich ein erfahrener Brückenbauer mit geschulten Arbeitern immer im Vortheil gegen den Neuling sein wird, und zuverlässige Unternehmer für das Gelingen eines Fachwerksträgers sehr wichtig sind); manchmal kommen aber auch Mängel im Entwurf hinzu. Zu letzteren, die zu vermeiden sind, zählen z. B. die durch einseitige Befestigung der Streben hervorgerufenen Drehungsspannungen in den Gurten (vgl. S. 108), ferner unrichtige Nietvertheilung und Stossdeckung (vgl. Wey. Dim. II S. 126 ff.) u. A. Bei überbestimmten Fachwerken treten diese Spannungen stärker hervor, als bei einfachen, statisch bestimmten Fachwerken.

eine selbstverständliche, wenn nur die Stäbe stark genug waren. Als aber das Bedürfniss nach anderen Anordnungen der Stäbe entstand, brauchte man auch besondere Kennzeichen. Für Dachstühle ist dieses Bedürfniss schon in Anm. 43 betont worden; für Brückenträger ist S. 136/7 auf den Nachtheil grosser Feldweiten hingewiesen, welcher dem einfachen Ständer- und Strebenfachwerk bei grösseren Spannweiten anhaftet[160]. Dies führte zur Anordnung mehrtheiliger Streben und Ständer, welche man zunächst durch Zerlegung in steife Einzelfachwerke berechnete (vgl. S. 109). Ein Fachwerk, welches solche Zerlegungen gestattet, wird aber in der Regel statisch unbestimmt; so erhält man z. B. beim geraden 2theiligen Strebenfachwerk einen überzähligen Stab; ebenso beim geraden Ständerfachwerk mit ungerader Felderzahl, während für gerade Felderzahl zwei überzählige Stäbe auftreten. Beim Zusammenführen der beiden Gurten über den Endstützen erhält das 2theilige Strebenfachwerk stets einen Stab zu wenig, das 2theilige Ständerfachwerk aber bei ungerader Felderzahl einen Stab (zu wenig, oder einen) zu viel, bei gerader Felderzahl dagegen (keine oder) 2 überzählige Stäbe. Da man nun sehr bald erkannte, dass bei k Knotenpunkten die Anzahl s der zur Steifigkeit des einfachen 3-Stütz-Fachwerks erforderlichen Stäbe $s = 2k - 3$ ist, so liess man eben bei manchen Brücken die überzähligen Streben weg: so z. B. 1861 an der Jumnabrücke bei Allahabad (nach H. Z. 1864 Bl. 258) bei 21 Feldern die Endstrebe des linkseitigen Endfeldes; dagegen an den in Anm. 125 erwähnten Schwedlerträgern die Streben beider Endfelder. Man erhielt hierdurch bei der Jumnabrücke zwar ein steifes, aber ein unsymmetrisches und fürs Auge unbefriedigendes gerades Fachwerk; bei den

Brücken in Anm. 125 aber Fachwerke von unendlich kleiner Beweglichkeit, die zu einem lebhaften Meinungsaustausch in D. B. 1876 S. 61—245 führten. Man erkannte daraus, dass die Bedingung $s = 2k - 3$ [oder bei einem r-Stützfachwerk $s = 2k - r$] zwar nothwendig, aber nicht hinreichend ist, um die Steifigkeit[161]) eines ebenen Fachwerks von k Knotenpunkten zu sichern und es entstanden nun eine Reihe von Versuchen zur Ermittlung weiterer Kennzeichen, die schon in R. I. Z. 1886 S. 267 ausführlich geschildert sind, worauf hier verwiesen sein möge[162]). Da alle r-Stützfachwerke auf 3-Stützfachwerke zurückgeführt werden können, wie Mohr H. Z. 1875 S. 19 zeigte, so dürfen wir im Folgenden uns darauf beschränken, die Steifigkeit des einfachen ebenen 3-Stützfachwerks, bezw. des Fachwerks mit einem festgehaltenen Stabe zu besprechen. Man kann dann die einfachen Fachwerke mit 3 Stützbedingungen in 2 grosse Gruppen eintheilen, nämlich solche mit Grundstab und solche mit Grundeck (vgl. R. I. Z. 1889 S. 75), je nachdem

---

160) Ein Nebenvortheil des eintheiligen Ständer- und Strebenfachwerks besteht darin, dass man solche Träger bei Einführung schwererer Verkehrslasten leichter verstärken kann, ohne den Betrieb zu stören, als dies bei mehrtheiligen Fachwerksbalken möglich ist (vgl. Huss, Ö. Z. 1889 H. II). Das Bedürfniss nach solchen Verstärkungen ist ja gegenwärtig bei den meisten Bahnen vorhanden; v. a. H. Бѣлелюбскій, напряженія въ балкахъ и усиленіе мостовъ, 1890.

161) Ueber die Bezeichnungen „Steifigkeit" und „Standfestigkeit" der Fachwerke s. R. I. Z. 1889 S. 73/4; früher wurden hiefür vielfach die Ausdrücke „Starrheit" bezw. „Stabilität" gebraucht. Maxwell sagt „Stiffness", vgl. Anm. 163.

162) Bis jetzt sind mir zwar Lücken, aber keine Unrichtigkeiten in jener Darstellung bekannt geworden. Die abweichenden Ansichten in Schweiz. Bauztg. 1887 I S. 42 und D. B. 1888 S. 156 ff. sind schon durch Grübler's Arbeit in R. I. Z. 1888 S. 277 widerlegt.

beim aufeinanderfolgenden Wegschneiden aller 2fachen Knotenpunkte ein einziger Stab oder ein Grundeck d. h. ein Fachwerk ohne 2fache Knotenpunkte übrig bleibt. Nur für die Grundecke ist eine besondere Steifigkeitsuntersuchung erforderlich.

Die in Cu. gr. St. I. Aufl. S. 360 gegebene Erklärung des Fachwerks passt nur für aneinandergereihte Dreiecks-Fachwerke. Dagegen hat Maxwell schon 1864 eine trefflich kurze Erklärung (s. Anm. 163) gegeben; sie wurde von Mohr (H. Z. 1871 S. 411) bezüglich der Steifigkeitsfrage ergänzt durch: „Ein einfaches ebenes Fachwerk (d. h. ein solches mit $2k - 3$ Stäben) ist steif, wenn die Längen sämmtlicher Stäbe von einander unabhängig sind.“ In vielen Fällen genügt diese Erklärung zur Untersuchung der Steifigkeit, bei Fachwerken mit Grundeck aber ist die Unabhängigkeit der Stablängen schwer zu erkennen [so z. B. beim 6-Eck mit 3 Diagonalen, die keine Dreiecke bilden]. Zudem ist die Aufzeichnung des Fachwerks aus den Stablängen allein nicht immer eindeutig, weshalb an Stelle dieser Erklärung mit Vortheil die folgende benutzt wird: „Ein ebenes einfaches Fachwerk ist eindeutig geometrisch bestimmt und steif, wenn von einem Stab Grösse und Richtung, von allen andern aber nur die Richtung und die Nummer ihrer Endknotenpunkte gegeben ist. Diese Richtungen müssen aber unabhängig von einander sein.“ Wie man hieraus mittelst Vereinfachung des Grundecks (Beispiel Abb. 34) oder wenn dies nicht zum Ziel führt, mittelst eines Parallelecks die Steifigkeit eines gegebenen Grundecks untersuchen [bezw. mittelst zweier Parallelecke die Aufzeichnung eines Grundecks vornehmen] und aus den fehlerzeigenden Dreiecken auf die Sicherheit der Steifigkeit einen Schluss ziehen kann, ist in Rig. Ind.-Ztg. 1889 S. 76 ff.

gezeigt. Es erübrigt hier nur noch, die Angaben über die geschichtliche Entwicklung der Steifigkeitsregeln in R. I. Z. 1886 S. 267 u. 1889 S. 75 zu ergänzen[162]).

Die ersten allgemeinen Untersuchungen über Steifigkeit rühren wohl von Möbius her, der 1837 in seiner Statik (Bd. III der ges. Werke) in Cap. IV die Bedingungen der Unbeweglichkeit der Stabgebilde untersuchte und in Cap. V zeigte, dass manche derselben für gewisse Stablängen eine unendlich kleine Beweglichkeit erhalten können. Möbius' Statik blieb leider in Technikerkreisen lange unbeachtet, sonst wären manche späteren Irrthümer vermieden worden.

Rankine in appl. Mech. 1857 [oder III. Aufl. 1864 S. 139—144], Bresse in méc. appl. 1859 I S. 402, Maxwell in Philos. Magazin 1864 I S. 294[163]) beschäf-

---

163) In der berühmten Abhandlung: „On the calculation of the Equilibrium and Stiffness of Frames", welche zuerst den „Satz von der Gegenseitigkeit der Verrückungen" brachte, den daher Müller-Breslau das „Maxwell'sche Theorem" benannte (vgl. a. Civ. Ing. 1885 S. 308); dort sagt Maxwell S. 294: „A Frame is a system of lines, connecting a number of points" und S. 295: „A stiff frame is one, in which the distance between any two points cannot be altered without altering the length of one or more of the connecting lines of the frame". Bezüglich der Steifigkeit aber sagt er blos: „A frame of k points in a plane requires in general $2k$—3 connecting lines to render it stiff" und fügt dann noch an, dass in manchen Fällen auch Stabwerke mit weniger als $2k$—3 Stäben steif sein können, wenn nämlich „ein oder mehrere Stäbe in einem Maximum oder Minimum ihrer Länge sich befinden". Diese letztere Eigenschaft findet bei bedingter Steifigkeit statt, vgl. S. 182. Es gilt jedoch von der Benutzung dieser Eigenschaft dasselbe, was Mohr von dem Satz von der kleinsten Formänderungsarbeit sagte, dass seine Benutzung zwar gelehrter aussehe, aber in der Regel ein Umweg sei. Vgl. R. I. Z. 1886 S. 266.

tigen sich zwar auch mit der Steifigkeitsfrage, aber lange nicht genügend. Favero[164]) war wohl der erste, welcher sich 1878 eingehender mit der geometrischen Bestimmtheit von Grundecken, d. h. Fachwerken ohne 2fache Knotenpunkte beschäftigte; doch scheint er die Grenzfälle der Beweglichkeit, in welche z. B. seine Figuren 32 u. 54 fallen können, nicht weiter beachtet zu haben. Das Gleiche gilt auch von Saviotti 1880[165]). Dagegen hat Föppl 1880 a. a. O.[166]) S. 10 ein richtiges, wenn auch zu umständliches, analytisches Verfahren zur Erkennung der Steifigkeit des einfachen Fachwerks gegeben und zahlreiche neue Trägerformen vorgeschlagen, von denen er einen Theil schon 1878 in „Die neuen Trägersysteme für eiserne Brücken" veröffentlicht hatte[167]).

---

164) Favero, Travi reticolari, Roma 1878.

165) Saviotti: Nuovi tipi di travature reticolari strettamente indeformabili, Roma 1880. Mir ist von diesem Werk nur die französische Uebersetzung von Bossut vor Kurzem zugänglich geworden; sie erschien als Anhang zur Uebersetzung von „Cremona, Le figure reciproche nella Statica grafica 1872", unter dem Titel: Les figures réciproques en Statique grafique, Paris 1885.

166) Föppl, Theorie des Fachwerks, Leipzig 1880 giebt nächst Favero[164]) die erste eingehendere Theorie der möglichen Fachwerksarten mit 3 und mehr Stützbedingungen.

167) Dort machte Föppl auch schon den Vorschlag zu einem einfachen Bogensehnenfachwerk mit 3 Gurten, das dem neuerdings so häufig betonten Bedürfniss nach freiem Querverkehr auf städtischen Strassenbrücken mit „Fahrbahn unten" und aussenliegenden Fusswegen entspricht; vgl. § 4 S. 69 und die Anm. 113, für welche Nachstehendes als Ergänzung dienen möge: Taf. VI, Abb. 12c zeigt den Vorschlag in Müller-Breslau gr. St. I S. 422; Ab. 12d die Anordnung, welche Engesser in H. Z. 1890 S. 406 wegen des steiferen Obergurts für vortheilhafter hält, als 12a bis c. Föppl's Anordnung unterscheidet sich von Abb. 12d dadurch, dass die 2 oberen Gurten gemäss seiner „Druckflächenregel" (§ 3 S. 26) linsenförmige Gestalt haben

Föppl war wohl auch der erste, der die Sätze der geometrischen Bewegungslehre auf die Steifigkeitsuntersuchung der Fachwerke anwandte, und bei Fachwerken mit Gliedervierecken [die er (S. 40) überflüssigerweise als „Fachwerke mit imaginären Gelenken" bezeichnete] auf den Grenzfall unendlich kleiner Beweglichkeit hinwies, falls 3 seiner Gelenke (nämlich die 3 Pole der Relativbewegung dreier Stäbe oder Scheiben) in einer Geraden liegen. Kirsch (Civ.-Ing. 1882 S. 546) verwandelt statisch unbestimmte Fachwerke durch Einschaltung von Mechanismen in statisch bestimmte.

Soviel zur Ergänzung des in R. I. Z. 1886 Nr. 23 Gesagten. Das am Schluss dieser Arbeit angedeutete allgemeine kinematische Verfahren mittelst Polbestimmungen (aus Civ.-Ing. 1883 S. 167) hat Grübler in R. I. Z. 1887 S. 49 weiter ausgeführt und so die erste, auch in schwierigen Fällen leicht anwendbare Steifigkeitsuntersuchung geschaffen. In R. I. Z. 1888 S. 277 hat sodann Grübler gezeigt, dass der Satz von Henneberg „Ein einfaches steifes Fachwerk ist auch statisch bestimmt" nicht umkehrbar ist, wie mehrfach geglaubt wurde, und dass daher der Berechnung eines einfachen Grundecks stets dessen Steifigkeitsuntersuchung vorangehen muss[168]). Durch Grübler's Sätze in R. I. Z. 1889 S. 90 über das Vorkommen von Gliedervierecken oder einem Gliederfünfeck im

---

und dass der (in Abb. 12d punktirte) Hängestab (durch das Mittengelenk) mit zum Fachwerk gehört. Im Uebrigen sei auf Engesser's Bedenken a. a. O. gegen solche „Fachwerksbalken mit Zwischengurt" hingewiesen.

[168]) Verwendet man zur Steifigkeitsuntersuehung das Paralleleck, so kann letzteres auch unmittelbar zur Bestimmung der Spannung im Schlussstab verwendet werden.

Grundeck ist sodann die Brauchbarkeit des Paralleleck-Verfahrens (vgl. oben) für alle möglichen ebenen Fachwerke erwiesen worden. Müller-Breslau hat in Schweiz. Bauztg. 1877 I S. 121 ein anderes kinematisches Verfahren mittelst der von Schadwill eingeführten „senkrechten Geschwindigkeiten“ gezeigt; er gelangt dadurch zu einer Figur *F'*, welche mit unserem (später gefundenen) Paralleleck übereinstimmt[169]).

Die Wichtigkeit vorstehender Untersuchungen ist noch nicht überall anerkannt; Viele halten Fachwerke mit Gliedervierecken überhaupt für ungeeignet und vermeidbar; diese Abneigung mag theils durch die frühere Unsicherheit bezüglich der Steifigkeit derselben, theils dadurch verstärkt worden sein, dass manche der früheren Vorschläge zu derartigen Fachwerken unschön oder unzweckmässig waren[170]).

Allein das Bedürfniss nach solchen Anordnungen wächst immer mehr und es sind auch bereits ganz zweckmässige Ausführungen zu verzeichnen: so z. B. die Anwendung eines sich gabelnden kurzen Stabes (*EF* in Abb. 34β), durch welchen (m. W. zuerst) 1876 Shaler Smith bei der Kentucky-Brücke (S. 160) den 2-theiligen Ständerfachwerksbalken statisch bestimmt gemacht hat. Bei vernieteten Knotenpunkten ist dies nicht anwendbar; dagegen hat Ehlers hiefür die Anordnung Abb. 32 vorgeschlagen (Centr. Bvw. 1890 S. 190), Die Unsymmetrie in der Strebenanordnung, welche in beiden Fällen je nach der Felderzahl ein-

169) In Centr. Bvw. 1887 S. 363 sind die Vorschläge von Grübler und Müller-Breslau durch Rob. Land weiter ausgeführt worden.

170) Man vgl. z. B. Bähreke's Vorschlag in W. f. Arch. u. Ing. 1881 S. 10, der von Winkler S. 75 mit Recht bekämpft wurde; s. a. H. d. I. W. II, 2 S. 449 und Anm. 124.

treten kann (in Abb. 32 für ungerade Felderzahl) stört das Auge wenig; sie ist bei 2theiligem Strebenfachwerk, z. B. Engesser's Glasträgerbrücke (Abb. 31 u. S. 116) nie zu vermeiden. Trotzdem dürften diese Anordnungen (welche übrigens alle zu den Fachwerken mit Grundstab gehören) manchmal empfehlenswerth sein. Ueber Schneider's Niagarabrücke, (Abb. 34) vgl. Anm. 153.

Die neueren Hilfsmittel gewähren nun aber eine solche Leichtigkeit im Erfinden steifer einfacher Fachwerksträger, dass andererseits auch davor gewarnt werden muss, neu erfundene Formen, deren Steifigkeit als sicher erkannt ist, ohne Weiteres für zweckmässig zu halten. Letzteres kann erst entschieden werden, wenn die Grenzspannungen der Stäbe untersucht und als günstig erkannt sind (vgl. Anm. 167 u. 171); auch hat man sich bei den Steifigkeitsuntersuchungen vor folgenden Trugschlüssen zu hüten:

1. Ist ein gegebenes Fachwerk als steif erkannt, so darf man doch nicht ohne besondere Untersuchung auf die Steifigkeit ähnlicher Fachwerksformen schliessen; man hüte sich in dieser Hinsicht vor Verallgemeinerungen. So kann ein zweitheiliges Ständerfachwerk ohne Endstreben je nach der Form seines Grundecks bald steif, bald (wie in Anm. 125) beweglich sein; andere steife Anordnungen können je nach der Felderzahl symmetrisch werden oder nicht. Ein bemerkenswerthes Beispiel zeigen die Abbildungen 20a, b Taf. XV u. 20c Taf. VI. Von diesen ist nur Abb. 20c

---

171) Die Abb. 12a, b, c, d (s. Anm. 166), ferner Abb. 14, 14a, b, 20c, 23b sind zwar steif, ihre Spannungen aber sind (wegen Zeitmangel) noch nicht eingehend untersucht; ihre Zweckmässigkeit ist daher noch eine offene Frage.

steif, die beiden anderen sind unendlich wenig beweglich[172]).

2. Man beachte, dass bei den vorstehenden Steifigkeitsregeln stillschweigend vorausgesetzt ist, dass die Stäbe den in ihnen auftretenden Spannungen widerstehen können; sobald die äusseren Kräfte jede beliebige Richtung annehmen können, müssen daher sämmtliche Stäbe steifen Querschnitt haben. Gewöhnlich ist dies aber bei unseren eisernen Spannwerken nicht der Fall, sie zählen dann zur Gruppe der

B. Fachwerke mit **bedingter** Steifigkeit.

Hieher gehören alle einfachen Fachwerke, bei denen einzelne Stäbe aus dünnem Flacheisen oder Kettengliedern, Draht u. dgl., überhaupt so hergestellt sind, dass sie sich bei Druckspannungen sofort ausbiegen und dann nicht mehr mitzählen [ebenso Fachwerke mit steifen Stäben, die nur angestemmt sind und keine Zugspannungen aushalten können, vgl. S. 107]. Das Fachwerk geht dann über in eine zwangläufige oder beliebig bewegliche Kette, welche nur für einige besondere Belastungsfälle steif wird, wie schon Maxwell a. a. O.[163]) bemerkte. Ist man sicher, dass die Belastung immer gleichartig ist, oder dass ihre Richtung wenig wechselt, so kann man alle Zugstäbe flach herstellen, wie dies ja bei den meisten eisernen Brücken und

---

[172]) Ich hatte die Steifigkeit der Hängebrücke von Köpke für 3 Mittelöffnungen untersucht, jedoch (aus Raummangel) auf Taf. XV nur 2 Mittelöffnungen aufgezeichnet. Erst nachträglich bemerkte ich, dass die Eigenschaft der Steifigkeit nicht auf eine beliebige sondern nur auf jede ungerade Anzahl von Mittelöffnungen ausgedehnt werden darf, wonach § 4 S. 40 Z. 2 v. u. zu berichtigen ist. [Einige Stäbe der Abb. 20c sind so undeutlich gerathen, dass sie den punktirten (lose eingesetzten) Stäben ähnlich sehen; doch wird man dies leicht verbessern können.]

Dachstühlen geschieht. Doch hat man früher das Vorkommen stark wechselnder Richtung der äusseren Kräfte häufig unterschätzt und dann schlechte Erfahrungen gemacht. So z. B. bei flachen Zuggurten in Folge der in Anm. 159 Pkt. 2–4 erwähnten Kräfte, ferner in Folge Druckbeanspruchung bei der Aufstellung (vgl. Anm. 135 und R. I. Z. 1887 S. 197 Anm. 33). Bei Dächern mit Telephondrahtpfosten kann ein Reissen der Drähte bedenkliche Aenderungen im Spannungssinn der Stäbe hervorrufen, vgl. D. B. 1890 S. 103.

Bei Ständerfachwerken mit flachen Zugstreben hat man sich gegen die Einwirkung der wechselnden Verkehrslast durch flache Gegenstreben geschützt. Man nimmt dann an, dass letztere nie gleichzeitig mit den Hauptstreben wirken, so dass das Fachwerk statisch bestimmt[173]) und steif bleibt. Die Zusatzspannungen in Anm. 159 sind aber zu beachten.

Ein hieher gehöriges Beispiel ist auch der sinnreiche Entwurf von Lebret u. Obach zu einer Fähre über den Ärmelcanal, Abb. 27 (aus Ö. Z. 1890 S. 105). Die Schwimmröhren *A* und *B* haben starken Auftrieb und spannen dadurch die Ankerseile an. Sollen sie aber auch gegen Sturmwind steif sein, so muss die Richtung der Mittelkraft aus dem Auftrieb der Röhre *A* und dem gesammten Winddruck innerhalb des Winkels *E A F* liegen. Wofern die Zahlenangaben in den Protokollen des württ. Vereins f. Baukunde 1888 S. 36

---

[173]) Eine Ausnahme s. in R. I. Z. 1887 S. 161 Anm. 13. — Die Anzahl der Gegenstreben wächst, wenn das Eigengewicht abnimmt. Bei Strassenbrücken, welche für schweres Steinpflaster entworfen, vorläufig aber mit Bohlenbelag versehen werden sollen, (z. B. Drixebrücke in Mitau), sind daher mehr Gegenstreben erforderlich, als wenn sofort gepflastert würde; man hat dann den scheinbaren Widerspruch, dass ein vorläufiger leichterer Belag etwas grösseres Eisengewicht verlangt, als der sofortige schwere Belag.

richtig sind, scheint diese Forderung nicht erfüllt zu sein, und dann müsste entweder der Auftrieb vermehrt, oder die Steigung der Schrägseile AF und BC verringert werden, um Standfestigkeit zu erzielen.

Für das **räumliche Fachwerk** lassen sich ähnliche Steifigkeitsuntersuchungen machen, auf welche hier aus Raummangel nicht weiter eingegangen werden kann (vgl. Föppl Schw. Bauztg. 1888 I. S. 115 und Hacker H. Z. 1890 S. 26).

C. Berechnungsarten für einfache Fachwerke.

a. Fachwerke mit Grundstab. Arbeiten über einfache Ständer- und Strebenfachwerke, welche Schnitte durch 2 oder 3, [letzternfalls nicht durch 1 Punkt gehende] Stäbe gestatten, sind so zahlreich, dass eine erschöpfende Aufzählung derselben unmöglich ist. Die wichtigsten geschichtlichen Arbeiten sind schon in § 5 angeführt (s. a. Anm. 175); die gegenwärtig üblichen Rechnungsverfahren sind in R. I. Z. 1887 Nr. 13 besprochen. Hier sei nur noch Folgendes ergänzend hinzugefügt:

Bei den analytischen Berechnungsarten vermisste man bis vor Kurzem einfache und doch allgemeine und genaue Formeln für die Grenzspannungen der Ständer und Streben. Man begnügte sich bezüglich der Belastungsscheiden mit Annäherungsformeln oder entwickelte genaue Formeln nur für besondere Gurtformen; dies war zwar für die landläufigen Träger genügend, hinderte aber die rasche Aufstellung von Formeln für neue Trägerformen, z. B. die Vielecksgurten. Löwe 1879 und Müller-Breslau 1881 haben dem abgeholfen, wie R. I. Z. 1887 S. 287 bemerkt ist; noch bequemere Formeln, welche leicht auf besondere Gurtformen anzuwenden, bezw. für solche zu vereinfachen sind,

glaube ich in R. I. Z. 1887 Nr. 14—16 gegeben zu haben; sie gelten für lothrecht belastete, einfache Ständerfachwerke auf Endstützen mit und ohne Gegenstreben; die Grenzspannungen der Streben und Ständer sind jedoch nur für solche Gurtformen entwickelt, bei denen die vom Schnitt getroffenen Gurtstäbe sich ausserhalb der Stützenlothe schneiden; bezüglich der Belastungsersatzwerthe s. Anm. 70. Diese Formeln lassen sich leicht auch auf überhängende Träger (innerhalb obiger Grenzen für die Gurtformen), sowie auf Strebenfachwerke ausdehnen[174]). Engesser hat in seinen (autographirten) Vorträgen an der Karlsruher Hochschule auch die Strebenfachwerke eingehender behandelt. Das Ausführlichste für Streben- und Ständerfachwerksberechnung findet sich in Weyrauchs Theorie statisch bestimmter Träger [Bd. I erschien Herbst 1887]; seine Formeln umfassen auch die wagerechten Kräfte und sind innerhalb obiger Grenzen ganz allgemein; Bd. II erschien im Frühjahr 1888 und giebt erläuternde Beispiele und Anwendungen. Die grösste Verbreitung hat wohl das Momentenverfahren von A. Ritter H. Z. 1861 S. 410 gefunden, das den Uebergang zu den graphischen Rechnungsarten bildet, indem die Hebellängen ursprünglich durch Zeichnung bestimmt wurden; 1869 a. a. O.[143]) sind sie auch rechnerisch ermittelt. [Bei geraden Fachwerksbalken entstehen Unsicherheiten, welche in der Natur der Momente paralleler Kräfte liegen, vgl. R. I. Z. 1887 S. 147.]

---

174) Wenn die Fahrbahn an beiden Gurten angreift, gelten die Formeln für die Grenzspannungen der Streben unmittelbar auch für Strebenfachwerke. [Auf die Anlage eines — für die Anwendung so wichtigen — Rechnungsgerippes ist in jener Arbeit besonderer Werth gelegt, da hiedurch das Zahlenrechnen vor dem zeichnenden Rechnen häufig Vortheile bietet.]

Die erste ganz allgemeine, auch für statisch unbestimmte Träger giltige Fachwerksgleichung auf Grund des Princips der virtuellen Verrückungen gab Mohr in Civ. Ing. 1885 S. 291.

Die graphischen Berechnungsarten begannen wohl[175]) mit der Herstellung der „Kräftepläne“, zunächst der Aneinanderreihung der geschlossenen Krafteecke für die einzelnen Knotenpunkte. Es ist zweifelhaft, wen man als Erfinder dieses Verfahrens bezeichnen soll[176]). Dass die Kräfte um einen Punkt herum ein geschlossenes Krafteck (Kräftepolygon) bilden müssen, wenn Gleichgewicht herrschen soll, diese Erweiterung des Parallelogramms der Kräfte erwähnt z. B. schon 1832 Poïsson in seiner Mechanik, II. Aufl. Bd. I S. 54; s. a. Moseley's „Principien der Ingenieurkunst und Architectur“ 1843, (dtsche. Ausgabe 1845); sowie Duhamel's Mechanik 1845. Grassmanns Ausdehnungslehre 1844 (auch Möbius ges. W. Bd. I S. 603 ff.) erweiterte die schon 1806 von Argand eingeführte „geometrische Addition“ (Richtungszusammensetzung) der Strecken und dehnte sie auf Kräfte aus; Rankine appl. Mech. 1857 schuf dann die ersten Kräftepläne für Dach- und Brückenfachwerke, während Culmann unab-

175) Ob das in A. B. 1863 S. 105 ohne Quellenangabe mitgetheilte graphische Verfahren zur Berechnung des einfachen Strebenfachwerks von Barlow nicht noch älter ist? Ein Verfahren von Kennard [dem Bauunternehmer des Crumlinviaducts (vgl. §5 S. 109)] ist ebenda S. 102 angegeben.

176) Nach Cremona a. a. O.[166]) S. 8 erzählt Jenkin, dass Taylor, ein einfacher Zeichner des Bauunternehmers Cochrane, zuerst Kräftepläne angewandt habe und dass er (Jenkin) 1869 hiedurch zu seiner (mir unzugänglichen) Arbeit über reciproke Kräftepläne angeregt worden sei. Es ist aber a. a. O. nicht deutlich zu ersehen, seit wann Taylor so verfuhr und ob er gewöhnliche oder reciproke Kräftepläne benutzte.

hängig hiervon seit 1860 die planmässige Zusammensetzung der Kraftecke zu Kräfteplänen lehrte (Cu. gr. St. 1864—66). Maxwell veröffentlichte im Philos. Magaz. 1864 I S. 250 sein berühmtes „On Reciprocal Figures and Diagramms of Forces“, und schuf damit [175]) die sogen. „reciproken Kräftepläne“, welche 1872 von Cremona a. a. O. [166]) erweitert und vertieft wurden; [vgl. a. die eigenartige Darstellung von Petersen [178])]. Man hat den reciproken Kräfteplänen hier und da zu grosse Bedeutung beigelegt [177]), welche Mohr im Civ. Ing. 1875 S. 236 zurückwies; auch zeigte er 1885 S. 298, dass sie gar nicht in allen Fällen anwendbar sind, was übrigens schon Maxwell bemerkt hatte.

Immerhin dürften bei Berechnung gerader Dachstühle die reciproken Kräftepläne den Vorzug vor andern Rechnungsarten verdienen. Schon bei Sicheldächern aber lässt sich eine vortheilhaftere Anordnung der Kräftepläne finden, wie im Civ. Ing. 1882 Bl. 14 gezeigt wurde. In M.-Br. gr. St. I S. 366 wird diese Anordnung auch auf Bogendächer mit 3 Gelenken ausgedehnt.

Bei Brückenträgern eignet sich besser eines der Verfahren von Culmann 1866 [ergänzt durch Mohr (vgl. Föppl a. a. O. [166]) S. 58)] oder von Engesser 1878, oder von Mohr-Zimmermann 1874/84 [bespr. in R. I. Z. 1887 S. 146; ebenda, S. 287 ist auf die Allgemeinheit von Mohrs Verfahren, auch für Bogenträger, hingewiesen]. Vor Kurzem ist hinzugekommen das Verfahren

---

[177]) ja sie sogar für das Wichtigste der graphischen Statik erklärt, während doch der Schwerpunkt derselben in den Beziehungen zwischen dem Kräfte- und Seileck, insbesondere in dem Momentensatz von Culmann über das Seileck liegt, vgl. Wklr. Th. d. Br. 1886 S. 43.

von Herzog, (in Schw. Bztg. 1890 I S. 46 u. 72), das zur Bestimmung der Grenzspannungen in Ständerfachwerken (für gleichförmig vertheilte Verkehrslast) überraschend einfach ist.

Ein Vergleich der Vor- und Nachtheile der graphischen und analytischen Verfahren findet sich in R. I. Z. 1887 S. 148/9. Wenn sich überall Schnitte legen lassen, die nur 3 (nicht in einem Punkt zusammenstossende) Stäbe treffen, ist das analytische Verfahren bei bewegter Last häufig im Vortheil[174]), während für ruhende Lasten das Verfahren der Kräftepläne vorzuziehen ist. Sind solche Schnitte nicht möglich, so werden beide Verfahren für bewegte Lasten ziemlich zeitraubend; man hat aber neuerdings hiezu mit Vortheil die Hilfsmittel der Kinematik verwendet. Sie eignen sich besonders auch zur Ermittelung der Biegungs- und der Einflusslinien und wurden hauptsächlich durch Müller-Breslau und Rob. Land für die Fachwerksberechnung nutzbar gemacht[177]) und zwar nicht blos für Fachwerke mit Grundstab, sondern auch für:

b. Fachwerke mit Grundeck. Um ein einfaches Grundeck analytisch zu berechnen, bedarf man der Auflösung von eben so viel Gleichungen, als Unbekannte (Stabspannungen) vorhanden sind. Zwar lassen sich häufig die Unbekannten trennen, doch wird immerhin die Rechnung zeitraubend und unübersichtlich (vgl. z. B. D. B. 1876 S. 61 ff.) Die graphischen

---

[178]) s. a. die 2 schönen Darstellungen von Mohr: Geschwindigkeits- und Beschleunigungspläne Civ. Ing. 1887 S. 631, sowie die Theorie der Streckensysteme Civ. Ing. 1888 S. 692; letztere auch für räumliche Fachwerke. Die Aufnahme der Grundlehren der Kinematik in den Lehrplan für Bauingenieure wird immer dringender.

bezw. halbgraphischen Verfahren sind hier entschieden im Vorzug.

Die erste graphische Lösung scheint von Saviotti a. a. O.[165]) 1880, [wenn nicht von Petersen[179]?] herzurühren, unter der Bezeichnung „Méthode de la fausse position"; sie könnte auch als „Verfahren zweier Parallelecke zum Kräfteplan" oder „zweier fehlerzeigenden Dreiecke" bezeichnet werden, vgl. R. I. Z. 1889 S. 79 Anm. 10; dort sind auch die Verfahren von Grübler und Henneberg, ferner Müller-Breslau's Momentenverfahren[168]) und die kinematischen Bestimmungen der Einflusslinien von Müller-Breslau und Rob. Land erwähnt.

Die neueren Verfahren zur Berechnung statisch unbestimmter Fachwerke sind schon in § 3 S. 30 aufgezählt; daher soll hier nicht weiter darauf eingegangen werden.

Ueber die Berechnung des **räumlichen Fachwerks** ist noch wenig Allgemeines bekannt. Kuppeldächer sind von Schwedler, Föppl (vgl. die Quellenangaben in § 3 S. 31) und Hacker (H. Z. 1890 S. 26) behandelt. Die Balkenfachwerke mit Windkreuzen sind streng genommen räumliche Fachwerke und als solche von Winkler und Föppl berechnet, vgl. Anm. 159, 2. Die eisernen Fachwerks-Bündelpfeiler untersuchten

---

179) Von dem kleinen aber trefflichen Buch des Dänen Petersen: Die Statik fester Körper, ist mir nur die dtsch. Ausgabe v. J. 1882 bekannt, in der über die Jahreszahl der Urschrift nichts angegeben ist. Auf der Schlussseite ist ein Verfahren zur Berechnung der Grundecksspannungen angegeben, das mit dem Verfahren von Saviotti Aehnlichkeit hat, und dessen Keime schon in Petersens „Methoden und Theorieen" v. J. 1866 enthalten zu sein scheinen, soweit aus der mir zugänglichen dtschen. Uebersetzung v. J. 1879 zu schliessen ist.

Nördlinger, Winkler, Heinzerling (H. d. I. W. II, 5) u. A.; am ausführlichsten Allievi in „Equilibrio interno delle pile metalliche“ 1882 (deutsche Ausgabe 1888).

Die Berechnung der **Stabwerke**, d. h. einer Anzahl von geraden oder gebogenen Stäben, welche nicht in ihren Endpunkten, sondern in beliebigen Zwischenpunkten verbunden sind und bei denen die Lasten an beliebigen Punkten angreifen, ist mehrfach behandelt worden, am ausführlichsten von Favero[164]) und Saviotti[165]), welche solche Stabwerke als allgemeinsten Fall des Fachwerks aufgefasst und berechnet haben (s. a. A. Ritter techn. Mech. 1865 S. 216 ff.).

D. Eigengewicht der Spannwerke und Grenzen der Spannweite.

Zur statischen Berechnung sowohl, als zum Kostenvoranschlag eines Spannwerks muss man dessen Eigengewicht im Voraus angenähert feststellen, was nur auf dem Wege der Erfahrung möglich ist. Im Anfang war man daher auf rohes Schätzen angewiesen und wenn man damit stark fehlgriff, so wurde eine zweite, auch weitere Berechnungen nothwendig, bis man allmählig eine Uebereinstimmung zwischen Annahme und wirklichem Eigengewicht erzielte. Nachdem eine grössere Anzahl von Spannwerken gleichartiger Form gebaut war, konnte man deren Gewichte (für die Längeneinheit) g als Ordinaten zu den Spannweiten l auftragen und erhielt so eine Reihe von Punkten, aus denen sich die wahrscheinlichen Curven der Eigengewichte zeichnen oder in Formeln ausdrücken liessen.

Für Blechbalken und Fachwerksbalkenbrücken auf Endstützen wurde dies m. W. zuerst von Schwedler in Z. f. Bw. 1861 S. 307 aus-

geführt; er fand für kleinere Spannweiten einen ziemlich geradlinigen Verlauf obiger Gewichtscurve, also die Formel $g = a + bl$, wo a u. b Zahlenwerthe sind; [s. a. L. & Sch. 1863, sowie Belelubsky's Werthe in R. I. Z. 1888 S. 217]. Da mit wachsender Spannweite das Gewicht rascher zunimmt, so hat Baker 1873, Engesser 1877 u. A. eine flache Parabel von der Form $g = a + bl + cl^2$ angenommen. Rankine, Launhardt u. A. wählten Hyperbelform, Harkort nimmt zweckmässig statt einer einzigen Curve den Spielraum zwischen zwei Curven. Diese Formeln sind für die Zwecke der statischen Berechnung, [wenigstens für Spannweiten innerhalb der den Curven zu Grunde gelegten ausgeführten Beispiele] meist ausreichend; denn, wie Landsberg im H. d. I. W.[180]) II, 2 S. 13/16 nachwies, verursacht ein Fehler von 25 % in der ursprünglichen Gewichtsannahme der Hauptträger Spannungsänderungen in den Gurtstäben von nur 1—7,4 %. Für die Zwecke des Kostenvoranschlags aber, sowie für die Bestimmung der vortheilhaftesten Trägerhöhe und den Vergleich verschiedener Trägerformen unter einander geben obige Formeln zu wenig Anhaltspunkte. Auch nehmen sie auf die Verkehrslast und die zulässige Spannung zu wenig Rücksicht. Deshalb hat Schwedler

---

180) Dort finden sich auch weitere Quellenangaben über die Bestimmung des Eigengewichts; ferner in der 1. Aufl. Cap. XIV, wo Winkler die theoretische Gewichtsbestimmung ausführlich behandelte. Die älteren Arbeiten hat v. Kaven in H. Z. 1868 S. 414 zusammengestellt; diejenigen von Barlow und Rankine sind in D. B. 1873 S. 381 nachgetragen. Weiter sind zu nennen: der 8te Abschnitt in Cu. gr. St. 1866 (betitelt: „Der Werth der Constructionen") und Baker, Long & short span bridges 1873, übersetzt in Ö. Z. 1876 S. 151; der Winddruck ist in allen diesen Arbeiten noch nicht genügend berücksichtigt.

in Z. f. Bw. 1862 S. 300 Formeln für die theoretischen Querschnitte und Gewichte der einzelnen Fachwerksstäbe aufgestellt, und dann die so erhaltenen Gewichte mit Zuschlagszahlen[181]) (von Winkler als Constructionscoëfficienten bezeichnet) multiplicirt, welche aus der Erfahrung an vorhandenen Brücken entnommen sind, um die zur Ausführung erforderlichen Gewichte zu finden. Dies ermöglicht zunächst eine rasche Prüfung der ursprünglich angenommenen Gewichte und einen Vergleich verschiedener Trägerformen. Auch lässt sich darnach die Gestalt des Trägers mit kleinstem Eisengewicht ermitteln, wie schon S. 135 bemerkt ist. Freilich weichen die bisher ermittelten Zuschlagszahlen stark unter einander ab: gewöhnlich nimmt man an, dass ihre Werthe mit wachsender Spannweite abnehmen; dagegen fand Belelubsky in R. I. Z. 1884 S. 98 gleiche (und beidemal sehr kleine) Werthe für 2 Halbparabelträger von $l = 10$ und $l = 100\,m$. Selbstverständlich welchseln aber die Zuschlagszahlen auch mit den angewendeten Walzeisenformen, und [wofern die theoretischen Gewichte nur für die Grundspannungen berechnet wurden] auch mit den Zusatz- und Nebenspannungen.

So lange man überhaupt Fortschritte in der Zusammensetzung eiserner Brücken machen wird, werden diese Zuschlagszahlen wechseln.

Je grösser die Spannweite, um so mehr treten die Zusatzspannungen hervor; besonders die Windspannungen werden schliesslich zur Hauptsache, weshalb

181) Vgl. a. Schwedlers Bericht über die Frage: „Welche Art eiserner Balkenbrücken eignet sich am besten für Lichtweiten von 200—400′ und verdienen die durchgehenden Träger den Vorzug? in Z. f. Bw. 1863 S. 116; dort finden sich S. 119 dieselben Aeusserungen über wahre Sparsamkeit, wie in § 5 S. 113 von Cooper.

die älteren Formeln, welche nur die Grundspannungen berücksichtigen, immer unzuverlässiger werden, je mehr die Spannweite über 100 *m* wächst. Max am Ende hat daher (nach Proceed. of Civ. Engineers 1878 Bd. 54 S. 233 und 1881 Bd. 64 S. 243) behufs Aufstellung neuer Formeln für sehr grosse Balkenbrücken vorher 4 Entwürfe von 500 bis 1500′ (152—455 *m*) Spannweite durchgearbeitet, und hiebei den Windspannungen besondere Aufmerksamkeit geschenkt. Seine Arbeit und ihre Besprechung in den Vereinssitzungen ist lesenswerth. Das Gleiche gilt von den Arbeiten von Pegram u. Jay du Bois in T. A. 1886 S. 85, 1887 I S. 191 u. 1888 I S. 179.

Für die anderen Spannwerksarten liegen nicht so viele Arbeiten über Eigengewicht vor, wie für Balkenfachwerke auf Endstützen. Culmann und Baker a. a. O.[180]) haben zwar die Bogenbrücken, Baker auch die Kragbrücken hereingezogen, aber ohne Rücksicht auf Winddruck. Engesser stellte in Z. f. B. 1877 S. 277 Formeln für die Grundspannungen von Bogen- und Hängebrücken auf. Bei Krag-, bei Bogen- und bei Hängebrücken hat man den Vortheil gegenüber von Balkenbrücken, dass man die Entfernung der Hauptträger nach den Stützpunkten hin wachsen und dadurch die Standfestigkeit gegen Winddruck (ohne zu grossen Aufwand für die Querträger) vermehren kann. Die wechselnde Querschnittsbreite der Brücke macht aber die Aufstellung zutreffender Gewichtsformeln noch viel umständlicher, so dass allgemeine Anhaltspunkte hiefür schwer zu gewinnen sind und man sich i. d. R. bei den vorläufigen Entwürfen und Kostenanschlägen stark vergreift. So wurde z. B. die East-Riverbrücke (vgl. § 4 S. 39) zu 20 Mill. Mk. veranschlagt, kostete aber 64 Millionen; die Forthbrücke

zu 33 Mill. Mk. veranschlagt, kostete 63 Millionen. Diese Preisunterschiede rühren freilich nicht blos von der Eigengewichtsannahme her, sondern von einer Menge weiterer Einflüsse, doch betrug die Gewichtsüberschreitung z. B. an der Forthbrücke 30% des Anschlags [182]).

Hiernach ist es erklärlich, dass die schon oft aufgeworfene Frage: „Welches ist die Grenze der erreichbaren Spannweiten unserer Brücken?" sehr verschiedene Beantwortungen gefunden hat und dass sie überhaupt nur dann genügend beantwortet werden könnte, wenn man vorher eingehende Entwürfe der verschiedenen in Betracht kommenden Spannwerke anfertigen und genau durchrechnen würde. Man könnte so durch allmälige Annäherung an die Grenze der Ausführbarkeit gelangen, die aber keine scharfe ist und die auch mit den zukünftigen Vervollkommnungen immer weiter hinausrücken wird. Die ganze Fragestellung ist daher eine ziemlich müssige. Ehe der Entwurf einer Brücke, welche die bisher bearbeiteten Spannweiten überschreitet, ganz eingehend, namentlich auch gegen Winddruck berechnet ist, sind keine zuverlässigen Gewichtsangaben über dieselben möglich. Von den in Anm. 34 genannten grossen Entwürfen ist nun m. W. bloss derjenige für den North-River Abb. 22[a] von Lindenthal vollständig durchgearbeitet und (nach Centr. Bvw. 1890 S. 272) jetzt auch zur Ausführung genehmigt. Max am Ende hat im Engineer

---

[182]) Nach Westhofen a. a. O.[152]), auch D. B. 1890 S. 346 waren ursprünglich bei der Forthbrücke 43 000 *t* Martinstahl veranschlagt, während 56 000 *t* gebraucht wurden. Hiezu kommen noch 2000 *t* für zeitweilige Verbindungs- und Gerüsteisen. 1 *t* fertig eingebrachten Martinstahls kostete 615 Mark.

1889 I. S. 411 als Gegenentwurf die Bogenbrücke Abb. 22^b empfohlen[183]) und für dieselbe eine Ersparniss an Eisengewicht von 58,7 % (?) herausgerechnet. Er scheint aber keinen Anklang mit seinen Angaben gefunden zu haben[184]).

Zunächst ist wohl kein Anlass vorhanden, die Ausführbarkeit noch viel grösserer Spannweiten anzuzweifeln. Man hat weitere Steigerungen erhofft bei dem in Aussicht stehenden Ersatz der Locomotiven durch leichtere (elektrische) Bewegungskräfte, sowie durch die Möglichkeit einer billigeren Darstellung des Aluminiums, welches $^2/_3$ der Festigkeit des Eisens und weniger als $^1/_3$ seines Eigengewichtes besitzt; allein das Ueberwiegen das Winddrucks bei grossen Spannweiten hat diese Hoffnungen herabgestimmt, da die

---

183) Es sei auf die Maassstäbe der Tafel VI aufmerksam gemacht. Abb. 22, 23, 24 und 26 sind alle im Maassstab 1 : 8000, ferner Abb. 34—37 in 1 : 2700 gezeichnet.

184) Max am Ende vertrat schon mehrfach den von Eads †) aufgestellten Satz, dass für grosse Spannweiten Bogenbrücken stets billiger als jede andere werden müssen; er hatte seinerzeit auch für den Firth of Forth eine Bogenbrücke entworfen (vgl. Anm. 149). In dieser Allgemeinheit lässt sich jedoch obiger Satz schon wegen der verschiedenen Untergrundsverhältnisse nicht aufrecht erhalten. Die Mehrkosten der Thürme einer Hängebrücke werden durch die grössere Festigkeit des Stahldrahts zum Theil wieder aufgewogen und bei schlechtem Untergrund ist die gekuppelte Kragbrücke ohne Seitenschub unter Umständen im Vortheil. Dem Kragwerk kann ja sowohl die Form der Hänge-, als der Bogenbrücke gegeben werden, so dass auch die Schönheitsrücksichten hierbei zur vollen Geltung kommen, und ausserdem sind hierbei noch Schiffsöffnungen[185]) möglich.

---

†) Eads hat kurz nach Vollendung der Mississippibrücke sich für Bogenbrücken mit 3 Gelenken ausgesprochen und eine solche für den Bosporus entworfen, wornach Anm. 23 zu ergänzen ist, vgl. Steiner a. a. O.[121]) S. 157 und A. B. 1878 S. 49.

seitliche Standfestigkeit bei Aluminiumbrücken wesentlich geringer wäre als bei Eisenbrücken. Eine Steigerung der Verkehrslasten kann ferner den Wegfall unserer gegenwärtigen Locomotiven mehr als ausgleichen. — Trotz alledem sind aber grössere Spannweiten als bisher wohl überbrückbar, wenn nur das Geld dafür aufgebracht wird. Zweckmässigkeitsgründe werden jedoch häufig gegen solche Riesenbrücken sprechen und in vielen Fällen dürften Tunnel unter der Flusssohle (oder durch Pfähle gestützte schwimmende Röhren) den Riesenbrücken vorzuziehen sein (vgl.R. I. Z. 1882 S. 247 u. 1884 S. 185), besonders wenn die Verhältnisse für den Tunnel so günstig liegen, wie am Aermelcanal oder an der Düna bei Riga[185]).

Für eiserne Dachstühle hat ein ähnlicher Entwicklungsgang zur Bestimmung des Eigengewichts wie bei eisernen Brücken stattgefunden. Barlow berechnete (nach D. B. 1875 S. 381) die Grenzen der Spannweiten. Zuschlagszahlen hat m. W. zuerst Landsberg in Z. f. Bw. 1885 S. 105 berechnet. Weitere Arbeiten über Eigengewichte von Spannwerken des Hochbaus

---

[185]) Ich ziehe auch heute noch einen Tunnel unter der Düna der in R. I. Z. 1888 S. 29 vorgeschlagenen Flachbrücke mit mehreren Drehöffnungen vor. Eine Hochbrücke wäre zwar für Land- und Schiffsverkehr zweckmässiger, dürfte aber zu theuer und trotzdem unbequemer sein, als ein Tunnel.

Neuerdings wird vorgeschlagen, den Untergurt gekuppelter Kragbrücken so hoch zu legen, dass gewöhnliche Schiffe unten durchfahren können, für aussergewöhnlich hohe Masten aber den Zwischenbalken beweglich einzurichten, sei es als Rollbrücke, wie am Barmouth-Viaduct, oder als Hubbrücke, wie Brennecke (Centr. Bvw. 1890 S. 123) vorschlug; auch kleinere Klappschlitze für die Mastspitzen sind in ruhigen Gewässern denkbar.

sind von Landsberg zusammengestellt im H. d. A. II, 2 S. 16 ff.

E. Schlussbetrachtungen.

Sobald es sich um Ueberspannung grösserer Oeffnungen handelt, ist heute das Fachwerk für sämmtliche[186]) Spannwerksarten als die einzig zweckmässige Anordnung anerkannt. Die grossartigen Brückenbauten der Neuzeit verdanken wir nicht blos der vorwiegenden Benutzung des Eisens als Baustoff, sondern im selben Maasse auch der genaueren Erkenntniss der Vorzüge des Fachwerks, und der Möglichkeit der Berechnung des Kräftespiels in demselben. Letztere ist erst eine Errungenschaft der 2. Hälfte unseres Jahrhunderts und wenn man von einem gegenwärtigen Zeitalter des Eisens und dem kommenden — oder bereits beginnenden — des Stahls (Flusseisens) spricht, die vielleicht später durch andere Baustoffe abgelöst werden, so kann man — wenigstens in Bezug auf das Bauwesen — ebenso gut unser Zeitalter als dasjenige des Fachwerks bezeichnen. Freilich wehren sich noch Viele dagegen, das Fachwerk auch als schönheitlich berechtigte Form für Denkmäler der Baukunst gelten zu lassen, (man vergleiche die Urtheile über den Eiffelthurm); sie halten das Fachwerk für „zu körperlos", um einen das Auge befriedigenden Eindruck zu machen. Allein derselbe Vorwurf wurde noch in unserem Jahrhundert den gothischen Kirchen gemacht und ihnen sogar die „Monumentalität" abgesprochen, vgl. D. B. 1888

---

186) Immer abgesehen vom steinernen Wölbwerk, das sich für sehr grosse Weiten nicht eignet, dessen Zweckmässigkeit für kleinere Spannweiten aber (seiner Dauerhaftigkeit wegen) in erste Linie zu stellen ist.

S. 141. So wie wir heute über derartige Ansichten lächeln, ist wohl auch eine Zeit denkbar, in welcher der Sinn für die zweckmässige Vertheilung der Massen im Fachwerke und für die Tragfähigkeit dünner Eisenstäbe durch allmählige Angewöhnung derart in das Baugefühl aller Menschen übergegangen sein wird, dass man grosse Tragflächen in Eisen in keinem Verhältniss zu ihrem Zwecke und darum auch schliesslich nicht mehr schön finden wird. Man wird dann gelernt haben, an Eisenbauten andere Anforderungen bezüglich der äusseren Form zu stellen, wie an Stein. Vorläufig hört man noch manchmal sich damit trösten, „dass man ja das Traggerippe durch Verkleidungswände verdecken könne"; das hiesse aber eine bauliche Lüge begünstigen, während doch „die Aufgabe des Baukünstlers zu allen Zeiten darin besteht, das Baugerippe zu idealisiren, nicht es zu verdecken" (Wulff A. B. 1880 S. 61). Freilich ist dieses Idealisiren nicht ganz leicht und es ist fraglich, ob die kleinen Zuthaten von getriebenen Schmiedearbeiten an den neuen Berliner Bogenbrücken oder die — im übrigen die Kräfte in den Fachwerksstäben recht gut versinnbildlichenden — Zinkbekleidungen an der Wiener Tegethoffbrücke A. B. 1877 Bl. 17 (s. a. A. B. 1887 Bl. 66 S. 105 u. A.) oder endlich die neuen gewalzten Ziereisen sich einbürgern bezw. weitere befriedigende Ausbildung erlangen oder anderen Formen Platz machen werden. Wir befinden uns in dieser Beziehung eben gegenwärtig in einem Uebergangszustand, dem der bekannte Kunstschriftsteller Jul. Lessing (nach D. B. 1889 S. 544) folgende Worte widmet: „Es ist garnicht zu verkennen, dass die gegenwärtigen Eisenbauten eine umstürzende Kraft von mindestens ebenso grosser Wucht in sich bergen, als die Spitzbogenbauten (besser das

Strebewerk) der Gothik. Zunächst hatte man dem Eisen nicht gestatten wollen, frisch hinauszuspringen in eine neue Formenwelt, es hat sich ängstlich an den Schein bisheriger Architecturformen halten, seine Rippen mit Zink und Stuckmänteln umkleiden lassen müssen und erst ganz allmälig schwingt es sich auf zu grösserer Freiheit und Selbstständigkeit und entschliesst sich, das einfache Stabwerk, auf welchem die Standfähigkeit beruht, gelten zu lassen."

Heuser vertritt seit Jahren[187]) die Meinung, dass sich aus dem Eisen und dem Fachwerk sogar ein neuer Stil ausbilden werde, den er Gefachstil nennt (warum nicht Fachwerkstil?). Darin steckt jedenfalls ein gesunder Kern. Es ist in der That nicht einzusehen, warum nicht unsere Fachwerke ebenso gut ihren eigenartigen künstlerischen Ausdruck finden sollen, wie ihn einst die hölzeren Fachwände (Riegelbauten) zu ganz verschiedenen Stilzeiten gefunden haben. Wer in dem Fachwerk das vollendetste[186]) Tragwerk in Hinsicht auf Zweckmässigkeit anerkennt, der wird auch an seine Entwicklungsfähigkeit in künstlerischer Beziehung glauben dürfen.

Da das Fachwerk seine Bedeutung erst der mathematischen Ausbildung seiner Berechnung verdankt, so haben manche Baukünstler mit Entrüstung den Gedanken von sich abgewiesen, dass es möglich sein werde, auf dem Wege der Rechnung zu schönen Bauformen zu gelangen; allein ein Widerspruch zwischen den Erzeugnissen richtiger Berechnung und des Schönheitsgefühls ist thatsächlich gar nicht vorhanden und jene

---

[187]) Vgl. z. B. A. B. 1890 S. 17: „Darwinistisches aus Kunst uud Technik" von Heuser, auch D. B. 1888 S. 529: „Keime eines neuen Baustils".

Entrüstung wird vielleicht einem befriedigenderen Gefühl Platz machen, wenn wir — den in Anm. 124 erwähnten Satz umkehrend — sagen: Falls die Rechnung uns zu unschönen Formen führt, deutet dies darauf hin, dass nicht alle in Betracht kommenden Einflüsse beim Ansatz der Formeln richtig abgewogen wurden; das künstlerische Gefühl kann uns daher ein Leitstern bleiben, der unsere Rechnung davor bewahrt, sich in Einseitigkeiten zu verlieren.

3.